



Tiago Filipe Alves Ricardo
Licenciado

Elementos de contraventamento estrutural baseados em ligas com memória de forma

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil de Estruturas

Orientador: Professor Doutor Filipe Amarante dos Santos

Júri:

Presidente: Professor Doutor Daniel Aelenei
Arguente: Professor Doutor José Nuno Varandas S. Ferreira
Vogal: Professor Doutor Filipe Amarante dos Santos



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro 2016

Elementos de contraventamento estrutural baseados em ligas com memória de forma

“Copyright” Tiago Filipe Alves Ricardo, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Dedicado aos meus pais

Agradecimentos

A realização da presente dissertação seria impossível sem ajuda e o apoio incondicional de muitas pessoas, a elas, um muito obrigado.

Primeiramente gostaria de agradecer ao meu orientador Filipe Santos pelo incansável apoio que demonstrou ao longo desta caminhada. Não só o seu conhecimento científico foi precioso, mas toda a disponibilidade para a resolução de qualquer problema que surgisse, foi algo que possibilitou a conclusão da dissertação.

Agradeço também ao professor Corneliu Cismaşiu pela ajuda em problemas que surgiram, a sua maneira rápida e eficaz para os resolver facilitou muito algumas dificuldades que apareceram.

Aos restantes professores do departamento de engenharia civil também agradeço bastante por todo o apoio demonstrado ao longo destes cinco anos de faculdade. De um certo modo contribuíram para o meu crescimento e aprendizagem da vida.

Aos meus colegas e grandes amigos, Miguel, Cláudio, Daniel, Patrícia e Nicole um especial agradecimento, não só pelo acompanhamento da tese, mas também pelos momentos e experiências vividas durante estes cinco anos de curso. Não esqueço obviamente das restantes pessoas que foram igualmente importantes neste percurso, a eles também um obrigado.

Agradeço à Daniela por toda a paciência, amor e carinho demonstrado, facilitando e aliviando a carga de uma maneira inigualável.

Obrigado ao meu irmão pela ajuda imediata prestada quando necessitei da mesma.

Seria impensável não agradecer aos meus pais por todo o sacrifício que fizeram, permitindo que eu chegasse até aqui da maneira mais cómoda possível. Sei bem o esforço que foi feito para eu conseguir concluir o curso.

Resumo

O principal objetivo da presente dissertação, é verificar a viabilidade do uso de um novo dispositivo de dissipação de energia com base em ligas com memória de forma, como meio de contraventamento de uma estrutura.

A dissertação, começa por não só apresentar contraventamentos usados atualmente, como os que ainda estão a ser alvo de investigações, como é o caso dos dispositivos com encurvadura restringida. Existem inúmeros casos de contraventamento em estudo que utilizam dispositivos com ligas com memória de forma, sendo alguns desses casos, referidos no presente documento. De um modo geral, é feita uma introdução teórica das propriedades mais relevantes da liga para o dispositivo em questão.

Para analisar o comportamento das ligas com memória de forma neste dispositivo, foi construído um protótipo e realizados vários ensaios experimentais. Assegurado o comportamento desejado, este dispositivo foi modelado e implementado numa estrutura a duas dimensões. Foram realizadas análises dinâmicas e comparados os resultados com outros tipos de contraventamento, também modelados. Verificada a superioridade do dispositivo face aos outros tipos, foi implementado o mesmo numa estrutura a três dimensões. Realizadas oitenta análises dinâmicas incrementais, foram analisados os resultados através da realização de curvas de fragilidade. Através das curvas, é possível perceber qual o dano que a estrutura está sujeita, quando aplicada na mesma, um sismo com uma determinada intensidade. Para todas as análises efetuadas foi utilizado o programa de cálculo SeismoStruct.

Ao interpretar os resultados das várias análises e comparando com os diferentes tipos de contraventamentos testados, é possível observar o potencial que este dispositivo apresenta em termos de mitigação da ação sísmica.

Palavras chave:

Dispositivos de dissipação de energia, Contraventamento, Análises dinâmicas incrementais, Ligas com memória de forma

Abstract

The present work explores the capabilities of a superelastic tensegrity-inspired bracing acting as a seismic protection system.

The geometrical advantages of the proposed bracing yield a passive control device with an optimized structural behavior, that operates as a mechanical amplifier for longitudinal displacements.

The efficient energy dissipation and re-centering capacities of the bracing are demonstrated and explored through the seismic vulnerability assessment of two benchmark buildings. The good performance of the proposed bracing in reducing the seismic damage gives promising indications regarding the use of tensegrity systems, in combination with shape-memory alloys, for passive seismic control applications.

Keywords:

Bracing devices, Shape memory alloy, Incremental dynamic analysis, Fragility curves

Conteúdo

Copyright	i
Agradecimentos	v
Resumo	vii
Abstract	ix
Lista de Figuras	xiii
Lista de Tabelas	xv
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xvii
1 Introdução	1
1.1 Enquadramento do Tema	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Estrutura da Tese	3
2 Estado da Arte	5
2.1 Dispositivos de Dissipação de Energia	5
2.2 Dissipadores com Encurvadura Restringida	7
2.3 Dissipadores com Ligas com Memória de Forma	10
2.3.1 Introdução	10
2.3.2 Transformação Martensítica	10
2.3.3 Superelasticidade	12
2.3.4 Dispositivos com Ligas com Memória de Forma	12
2.3.5 Aplicações Existentes	17
2.4 Tensegriedade	18
3 Proposta do Novo Dispositivo de Dissipação de Energia	23
3.1 Geometria do Dispositivo	23
3.2 Ensaaios Experimentais do Protótipo	27
3.2.1 Características do Protótipo	27
3.2.2 Resultados	29
3.3 Modelação do Protótipo	30
3.3.1 Características do Protótipo	30
3.3.2 Resultados	31

4	Análise do Dispositivo no Plano	33
4.1	Estrutura de Teste	33
4.1.1	Análise aos Modos de Vibração	34
4.1.2	Análise Dinâmica Sem Contraventamento	36
4.1.3	Análise Dinâmica com Contraventamento	40
4.2	Resultados	40
5	Análise do Dispositivo a Três Dimensões	59
5.1	Descrição da Estrutura	59
5.2	Características do Modelo	60
5.2.1	Acelerogramas Usados	60
5.2.2	Propriedades dos Materiais	62
5.2.3	Tipos de Elementos Adotados	64
5.2.4	Modelação do Dispositivo	64
5.3	Análises com Aceleração Incremental	66
5.4	Resultados	68
5.4.1	Curvas da Análise Dinâmica de Aceleração Incremental	68
5.4.2	Curvas de Fragilidade	70
5.4.3	Comportamento das LMF	73
6	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	75
6.1	Conclusões	75
6.2	Desenvolvimentos Futuros	76
	Referências bibliográficas	79

Lista de Figuras

1.1	Diferentes tipos de configurações usadas em contraventamento . . .	2
2.1	Dispositivos de dissipação de energia passivos [15]	6
2.2	Sistema "Diagrid" em Hearst Headquarters, Nova York	7
2.3	Exemplo da constituição do dissipador e várias secções existentes .	8
2.4	Esquema da transformação martensítica	11
2.5	Percentagens das fases com variação de temperatura	11
2.6	Esquema tensão-extensão de uma liga ilustrando o efeito de superelasticidade	12
2.7	Dispositivo com LMF em forma helicoidal	13
2.8	Exemplo de um dos dispositivos analisados por	14
2.9	Dispositivo constituído por duas peças de aço unidos por LMF . . .	15
2.10	Sistema de contraventamento analisado num pórtico de 3 pisos . .	16
2.11	Pormenor do dispositivo utilizado	16
2.12	Torre da igreja de San Giorgio reabilitada com dispositivo com LMF	17
2.13	Primeira construção com o conceito de tensegridade em 1922 . . .	18
2.14	Peça de arte utilizando o conceito de tensegridade	19
2.15	Cobertura do estádio de La Plata na Argentina	20
2.16	Tetraedro truncado em 3D usando o conceito de tensegridade	20
3.1	Desenho ilustrativo do dispositivo com $\theta = 90^\circ$	24
3.2	Desenho ilustrativo do dispositivo com $\theta > 90^\circ$	25
3.3	Desenho ilustrativo do dispositivo com $\theta > 90^\circ$ sujeito a um deslocamento	26
3.4	Gráfico razão dos deslocamentos horizontais e verticais com o ângulo θ	27
3.5	Ensaio experimentais realizados	28
3.6	Comportamento da liga NiTi sujeita a ensaios de tração	29
3.7	Resultados experimentais do protótipo	30
3.8	Modelo numérico do dispositivo	32
3.9	Resultados numéricos do protótipo	32
4.1	Geometria da estrutura Benchmark	34
4.2	Deformada dos três primeiros modos de vibração	35
4.3	Acelerogramas usados nas análises dinâmicas	38
4.4	Contraventamento com cabos de aço	40
4.5	Contraventamento com o dispositivo proposto	40

4.6	Rácio de deslocamentos entre pisos do sismo de Hachinohe	42
4.7	Rácio de deslocamentos entre pisos do sismo de ElCentro	43
4.8	Rácio de deslocamentos entre pisos do sismo de Kobe	44
4.9	Rácio de deslocamentos entre pisos do sismo de Northridge	45
4.10	Deslocamentos residuais do sismo de Hachinohe	48
4.11	Deslocamentos residuais do sismo de ElCentro	49
4.12	Deslocamentos residuais do sismo de Kobe	50
4.13	Deslocamentos residuais do sismo de Northridge	51
4.14	Deslocamentos máximos dos quatro acelerogramas	53
4.15	Deslocamentos máximos residuais dos quatro acelerogramas	54
4.16	Ciclo histerético dos diferentes tipos de contraventamento do sismo de Kobe	56
4.17	Ciclo histerético dos diferentes tipos de contraventamento do sismo de Northridge	57
5.1	Estrutura levada a ensaio na mesa sísmica	60
5.2	Comparação de resultados dos modelos teóricos	61
5.3	Acelerogramas introduzidos segundo X e Y no caso 3	62
5.4	Propriedades geradas dos pilares	64
5.5	Propriedades geradas das vigas	65
5.6	Amostras de peso específico do betão	65
5.7	Vista do modelo em vista frontal e perspectiva	67
5.8	Curvas resultantes das análises incrementais da estrutura sem contraventamento	69
5.9	Curvas resultantes das análises incrementais da estrutura com contraventamento	69
5.10	Bilinearização de uma curva exemplo	70
5.11	Curva de fragilidade sem contraventamento	71
5.12	Curva de fragilidade com dispositivo	71
5.13	Curva de fragilidade com e sem dispositivo	72
5.14	Probabilidade de exceder determinado dano para um PGA de 0.3g	73
5.15	Comportamento das LMF nos três primeiros valores de PGA	74
6.1	Configuração alternativa do dispositivo	76

Lista de Tabelas

3.1	Propriedades da Liga usada [35]	28
3.2	Valores usados para definição das propriedades da LMF	31
4.1	Frequências obtidas nos três primeiros modos e respectivos erros	36
4.2	Resultados e comparação do sismo de Hachinohe	37
4.3	Resultados e comparação do sismo de ElCentro	39
4.4	Resultados e comparação do sismo de Kobe	39
4.5	Resultados e comparação do sismo de Northridge	39
5.1	Média e desvio padrão das propriedades utilizadas	63
5.2	Correlação dos parâmetros do aço	63

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

Abreviaturas

LMF Ligas com memória de forma

Siglas

FCT Faculdade de Ciências e Tecnologia

UNL Universidade Nova de Lisboa

Símbolos

σ Tensão

ε Extensão

ε_u Extensão última

E Módulo de Elasticidade

δ^{max} Rácio máximo de deslocamentos entre pisos

x^{max} Deslocamento máximo no plano da estrutura

v^{max} Velocidade máxima no plano da estrutura

a^{max} Aceleração máxima no plano da estrutura

F_y Tensão de cedência

F_u Tensão de rotura

ν Coeficiente de Poisson

Capítulo 1

Introdução

Devido ao impacto que um evento de natureza sísmica pode proporcionar nas estruturas, têm surgido inúmeros estudos com o objetivo de diminuir os danos a que estas estão sujeitas. A principal preocupação no projeto estrutural, passa principalmente por assegurar a proteção das vidas humanas. Porém, têm-se vindo a realizar investigações com o intuito de diminuir os danos provocados nas próprias infraestruturas e consequentemente, os custos económicos. Um sismo gera grandes quantidades de energia, se esta energia não for dissipada eficazmente traduz-se precisamente em danos estruturais, o que pode levar a custos elevados de reparação e/ou reconstrução. Uma estrutura bem projetada é assim expectável que permaneça elástica aquando a atuação de pequenas intensidades sísmicas e que os danos causados, estruturais e não estruturais, sejam aceitáveis quando a intensidade é moderada. Quando se está perante um caso de elevada magnitude, espera-se que possa ser evitado o colapso. É nos dois últimos casos que os investigadores desta área têm depositado grande parte do seu tempo, não só existe a preocupação de cumprir os objetivos anteriormente mencionados, como diminuir ao máximo os danos causados.

1.1 Enquadramento do Tema

No projeto de estruturas metálicas, os contraventamentos são geralmente materializados por perfis de aço. Estes perfis, são colocados ao longo de toda a altura do edifício e assumem as mais diversas configurações estudadas e testadas, sendo a Cruz de St.^o André a mais comum [34] (figura 1.1b)). Este sistema, é eficiente na medida em que resiste às forças laterais provocadas pelos diversos fenómenos devido à sua alta resistência e rigidez. Adquire rigidez horizontal através de efeitos de tração e compressão nas diagonais e dos efeitos adicionais de tração e compressão nos pilares adjacentes, comparativamente a outros métodos de dissipação de energia, ainda se verifica grandes deslocamentos entre pisos e grandes acelerações [34].

Uma das alternativas ao contraventamento referido anteriormente, consiste no uso de dispositivos de dissipação de energia. A investigação deste assunto não é recente, surgindo inúmeros casos de estudo. O objetivo é reduzir a deformação e

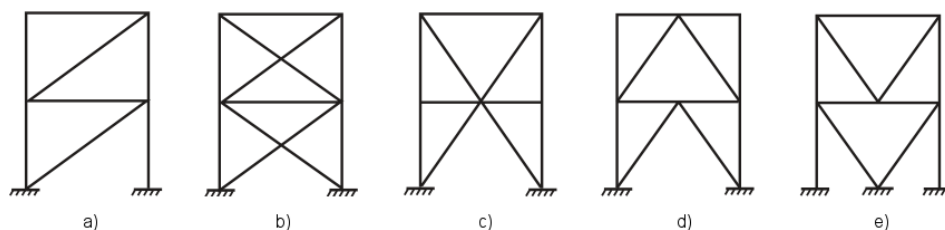


Figura 1.1: Diferentes tipos de configurações usadas em contraventamento [34]

danos de uma estrutura, transformando a energia sísmica noutro tipo de energia que não seja refletida em danos estruturais, como por exemplo o calor. Os dispositivos podem ser passivos, ativos ou híbridos. O primeiro caso não requer qualquer tipo de energia de uma fonte exterior para funcionar durante um evento sísmico. Pelo contrário, os dispositivos de dissipação ativos necessitam de uma fonte de energia exterior [20].

Qualquer que seja o dispositivo em estudo, as análises numéricas mais comuns na área de investigação são as análises dinâmicas. Estas análises, têm como objetivo aferir o comportamento estrutural face a uma ação sísmica, em que normalmente, são comparadas análises com a estrutura sem o dispositivo/contraventamento em estudo e a estrutura com o meio de contraventamento que se quer implementar.

Uma das formas de comparar as análises realizadas, passa por quantificar os danos na estrutura. As curvas de fragilidade são uma forma simples de interpretar esses mesmos danos. Estas curvas, reúnem os diferentes tipos de danos associados à estrutura com base em probabilidade de ocorrência e intensidade sísmica.

1.2 Objetivos

Esta dissertação, foca-se no estudo de um novo dispositivo de dissipação de energia passivo para a mitigação da ação sísmica. O principal componente são as ligas com memória de forma (LMF) formadas por níquel e titânio (NiTi). Estas ligas, estão a ser alvo de investigações devido às promissoras características que possuem e que aplicadas às estruturas, podem vir a funcionar como um excelente dissipador de energia.

Foi modelado num programa de cálculo, uma estrutura metálica no plano e foram realizadas várias análises dinâmicas na mesma, comparando o comportamento da estrutura sem qualquer tipo de contraventamento, com cabos de aço, com cabos de ligas com memória de forma e por fim, o dispositivo, a contraventar a estrutura. No programa, foi ainda modelada uma estrutura tridimensional e foram realizadas análises dinâmicas incrementais, comparando a estrutura sem elementos de contraventamento e com o dispositivo, através de análises de fragilidade. Foram ainda realizados vários ensaios experimentais, com um

protótipo em pequena escala, para testar o seu comportamento.

1.3 Estrutura da Tese

A dissertação é organizada nos seguintes capítulos:

Capítulo 1: A dissertação inicia-se com um enquadramento geral do tema em estudo e com a definição dos principais objetivos. Neste capítulo são feitas, de um modo geral, várias referências dos vários tipos de contraventamento existentes atualmente.

Capítulo 2: O estado da arte é efetuado no segundo capítulo. Primeiramente, é feita uma referência de um método de dissipação muito importante, os sistemas de encurvadura restringida, que estão a ser alvo de inúmeras investigações. De seguida, são descritas as propriedades das ligas com memória de forma e apresentados algumas investigações de dispositivos que utilize estas mesmas ligas. O capítulo acaba com a introdução do conceito de tensegridade.

Capítulo 3: No terceiro capítulo, é feita a apresentação do dispositivo proposto neste trabalho, na qual é adotada a sua geometria. São ainda apresentados os ensaios experimentais e numéricos realizados com um protótipo a pequena escala.

Capítulo 4: As análises planas realizadas são descritas neste capítulo. É feita uma introdução à estrutura modelada, sendo descritos todos os pormenores de modelação tanto da própria estrutura, como dos contraventamentos utilizados. Por fim, o capítulo termina com a apresentação dos resultados obtidos e comparação dos mesmos.

Capítulo 5: Neste capítulo é apresentada uma estrutura a três dimensões e são realizadas análises dinâmicas incrementais da estrutura sem e com contraventamento. São apresentados, os resultados obtidos das mesmas análises, através da caracterização de um conjunto de curvas de fragilidade.

Capítulo 6: No último capítulo são recolhidas as contribuições mais importantes da dissertação. O documento acaba fazendo referência a possíveis desenvolvimentos futuros.

Capítulo 2

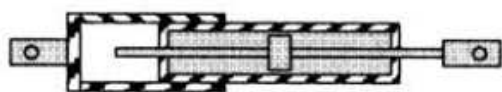
Estado da Arte

2.1 Dispositivos de Dissipação de Energia

Desde 1989, que mais de 20 sistemas ativos e híbridos foram instalados em estruturas no Japão e foram aplicados 14 sistemas ativos em pilares de pontes [39]. No edifício Hyobashi Seiwa, em Tokyo, e na torre de comunicação Nanjing na China, foram instalados sistemas de controlo ativo com massa a servir de amortecimento ("Mass Damper ou Active Mass Driver"). O edifício situado em Tokyo conta com dois destes sistemas, sendo que o principal é usado para o movimento transversal pesando 4 toneladas, enquanto o segundo dispositivo tem 1 tonelada e é usada para o movimento de torção. Estes sistemas, têm a função de resistir a ventos fortes e a sismos moderados e aumentar o conforto dos ocupantes, neste edifício, para além de sensores, foram também instalados sistemas de observação, sistema de controlo e atuadores. Na torre de comunicação os dispositivos tiveram que assumir a forma circular devido às condições geométricas a que uma torre com este propósito se destina. A torre, conta com três atuadores hidráulicos dispostos a 120° entre cada um e controlam três graus de liberdade [38].

Atualmente, existe uma enorme variedade de sistemas passivos de dissipação de energia que são aplicados por todo o mundo. Nos Estados Unidos, os mais utilizados são os amortecedores de líquido viscoso, de sólido viscoelástico, os metálicos e os de fricção. Os primeiros, são constituídos por cilindros de secção vazia, enchidos com líquido, normalmente baseado no silicone. Quando o pistão que se situa na base do cilindro e o que está na parte de cima são comprimidos, o líquido é comprimido igualmente e obrigado a sair pelos orifícios abertos ou pela parte de cima do cilindro. Cria-se assim, uma diferença de pressão que produz grandes forças que resistem aos deslocamentos relativos impostos pelo sismo (figura 2.1a) [13]. Os amortecedores viscoelásticos, consistem em material viscoelástico ligado a placas de aço, que por sua vez, estão ligadas à estrutura através de contraventamento diagonal ou em chevron. Com o deslocamento de uma das extremidades do amortecedor em relação à outra, o material viscoelástico deforma-se, dissipando energia em forma de calor para o ambiente (figura 2.1b). Um dos amortecedores metálicos mais estudados são os

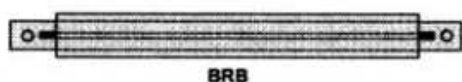
dissipadores com encurvadura restringida ("Buckling Restrained Braces"), estes dispositivos são normalmente constituídos por uma secção de aço em forma de cruz (podendo variar) e é rodeada por um tubo de elevada rigidez. A região entre o tubo e a secção é preenchida por betão ou argamassa e a secção de aço é revestida para impedir o contacto entre a mesma e o betão ou argamassa. A argamassa impede assim a encurvadura a que a secção de aço está associada (figura 2.1c). Os amortecedores por fricção dissipam a energia precisamente através do deslizamento de dois corpos sólidos (figura 2.1d) [15].



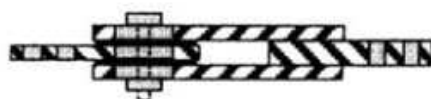
(a) Amortecedor de líquido viscoso



(b) Amortecedor sólido viscoelástico



(c) Amortecedor metálico



(d) Amortecedor por fricção

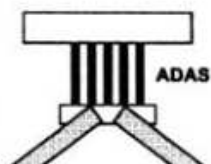


Figura 2.1: Dispositivos de dissipação de energia passivos [15]

Para edifícios de grande altura, não só se regista o uso de dissipadores de energia, como existem alternativas à estrutura convencional e respetivos contraventamentos, o sistema "diagrid" é um exemplo. A primeira aplicação deste sistema foi no edifício 30 St. Mary Axe em Inglaterra e no Hearst Headquarters nos Estados Unidos (figura 2.2), posteriormente, este sistema começou a ser aplicado por todo o mundo em edifícios de grande altura. Para além do grande potencial a nível estético, este sistema conta com uma grande eficácia aquando a atuação de cargas laterais, como o vento [23].



Figura 2.2: Sistema "Diagrid" em Hearst Headquarters, Nova York [23]

2.2 Dissipadores com Encurvadura Restringida

Uma das principais limitações do sistema de contraventamento mais comum utilizado nas estruturas, com perfis de aço, diz respeito à diferença que existe entre a capacidade de tração e compressão, assim como a sua degradação ao longo de ciclos de carga e descarga. A ideia, está em desenvolver um dissipador que exiba um melhor comportamento elasto-plástico. Para tentar obter esse comportamento, a encurvadura dos perfis metálicos é restringida através de um mecanismo exterior [29] e quando isso acontece, é chamado de dissipador com encurvadura restringida. Atualmente, as investigações focam-se bastante neste tipo de dispositivos, estes sistemas foram criados no início dos anos 80 e nos anos 90, sendo primeiramente implementados no Japão. Com a eficácia comprovada passaram para os Estados Unidos, em 1998, onde foram testados e implementados em projetos importantes depois do ano de 2000 [45].

Estes sistemas, consistem num elemento metálico esbelto chamado de núcleo, dentro de outro elemento resistente, denominado manga, com alguma folga entre ambos. O interior é normalmente preenchido com argamassa ou betão. Usualmente, o núcleo assume a forma de cruz e a manga um perfil tubular (figura 2.3a), existindo, no entanto, muitas outras secções para este dispositivo. Qiang Xie reuniu algumas das secções mais usadas na Ásia (figura 2.3b).

Com a enorme variedade de secções, surge também variadíssimas análises

experimentais sobre o comportamento deste tipo de dispositivo. Quanto a modelos numéricos propriamente ditos, existem poucos devido à complexidade que existe entre a interação dos componentes que constituem o dissipador. A fricção entre a argamassa e o resto do dispositivo é um exemplo dessa interação, investigada por Viktor Budaházy e László Dunai [44]. Normalmente, a argamassa permanece no regime elástico, no entanto, pode ocorrer algum tipo de dano na mesma. A investigação, teve o cuidado de escolher os mais adequados ciclos histeréticos dos materiais presentes nas análises efetuadas. Após a realização de vários ciclos de carga e descarga até ao colapso do dispositivo, este estudo permitiu perceber o comportamento do dispositivo no que diz respeito ao comportamento do núcleo, obter gráficos deslocamento-força ou tensão-extensão e ainda permitiu visualizar as zonas de potenciais danos [44].

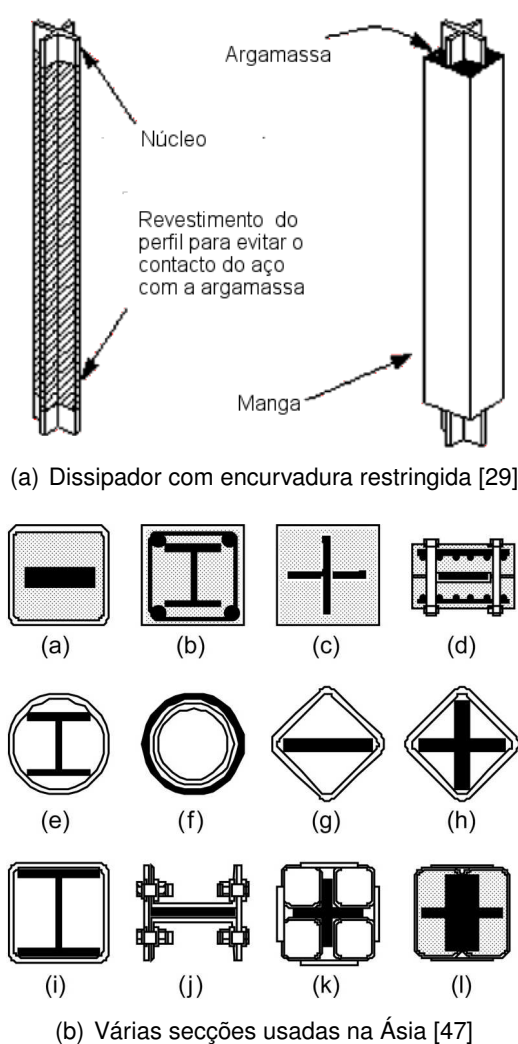


Figura 2.3: Exemplo da constituição do dissipador e várias secções existentes

Estão a ser testados os mais diversos problemas e variantes que este sistema apresenta. Nos laboratórios das Universidades de Washington e Minnesota, foram

realizados ensaios experimentais no plano e tridimensionais, respetivamente. Tentou-se perceber o comportamento deste tipo de dispositivo testando vários tipos de ligações dos mesmos à viga [12]. Análises com elementos finitos também foram realizadas no mesmo âmbito [43]. A eventual diminuição no comprimento dos sistemas de encurvadura restringida foi investigado, segundo [16], onde foram testados quatro comprimentos e registado o seu comportamento face a ciclos de carga e descarga. Os resultados apontam para boas percentagens de amortecimento viscoso. Os autores afirmam que reduzir o tamanho destes sistemas pode ser uma excelente opção, na medida em que facilita o seu fabrico, o seu transporte e aplicação. Se o dispositivo apresentar danos também é mais fácil substituir. Fazendo uma comparação tendo em conta os custos associados e eficácia de dissipação, pode realmente vir a ser uma alternativa [16].

Uma das grandes desvantagens destes dissipadores, é o elevado peso que possuem e o processo de cura da argamassa no interior. É precisamente com esse intuito que surgiu uma nova variante só com perfis de aço, ou seja, sem qualquer tipo de argamassa, sendo a encurvadura restringida apenas pelo perfil de aço exterior, consequentemente, o dispositivo fica mais leve, fácil de transportar e aplicar. Foi isso que foi analisado numericamente por Sh. Hosseinzadeh e B. Mohebi, que testaram dez tipos diferentes de dispositivos em pórticos de quatro, oito e doze andares analisando não só o comportamento do dispositivo em causa, como o deslocamento entre pisos em cada um dos pórticos [37].

A Star Seismic Europe é uma empresa que fabrica dissipadores de encurvadura restringida, para provar a viabilidade económica destes dispositivos, realizou um estudo no qual analisa e compara o contraventamento comum, que utiliza apenas perfis de aço, com o dispositivo de encurvadura restringida. Para o efeito, foram utilizadas duas estruturas com três e sete pisos. Os resultados apontam para que no uso de dissipadores com encurvadura restringida, seja possível, em termos monetários, poupar um montante razoável. Esta diferença de preço, é essencialmente consequência da redução de secção dos pilares. As ligações também seriam mais fáceis de fabricar e consequentemente mais baratas. Para o caso de estudo, também o número das estacas utilizadas diminuiriam no caso em que se utilizava o dispositivo. Por fim, o artigo aponta para um número bastante relevante que se poupa ao usar este tipo de contraventamento [14].

Visto o potencial que estes sistemas apresentam, a investigação nesta área não tem qualquer descanso e a sua aplicação nas estruturas também se está a tornar cada vez mais frequente. Os estudos realizados com este tipo de dispositivos, podem ser muitas vezes aplicados a outro tipo de contraventamentos que se queira estudar. As ligas com memória de forma são um material que visa ter um comportamento bastante positivo quando aplicadas em alguns dispositivos usados em contraventamentos.

2.3 Dissipadores com Ligas com Memória de Forma

2.3.1 Introdução

Contrariamente ao que se passa com as propriedades do betão e do aço, que já são conhecidas há muitos anos, as propriedades das ligas com memória de forma é algo relativamente novo, em que os primeiros registos de descoberta deste material foi em 1932, por parte de A. Olander. Mais tarde, foram feitas as descobertas acerca da dependência da temperatura na fase martensítica, o comportamento termoelástico e o efeito de memória de forma das ligas [30]. A superelasticidade e o efeito de memória de forma são as propriedades da liga, que aproveitadas devidamente, podem ser bastante eficientes na mitigação da ação sísmica.

A superelasticidade é a capacidade da liga aguentar grandes deformações e recuperar a forma original sem que ocorram deformações residuais. O efeito de memória de forma, corresponde à recuperação de grandes deformações quando sujeito ao aumento de temperatura. É a transformação martensítica, uma transformação na estrutura cristalina do material, que leva a que seja possível o material atingir essas propriedades (seja através da variação da temperatura ou aplicação de tensão).

2.3.2 Transformação Martensítica

O efeito de memória de forma e da superelasticidade depende das mudanças que ocorrem na estrutura cristalina do material. Estas mudanças, devem-se ao aumento e diminuição da temperatura e a tensão a que o material está sujeito. Como as moléculas estão fortemente ligadas, as mudanças de fase ocorrem sempre no estado sólido, sendo chamadas de fase martensítica e austenítica. A primeira, caracteriza-se por ser a fase a baixa temperatura, a qual é bastante deformável, tendo uma estrutura atômica pouco simétrica, enquanto que a fase austenítica por sua vez, é a fase a temperaturas elevadas e de estrutura cúbica [35].

Por aplicação de uma tensão e encontrando-se na fase martensítica, a estrutura cristalina reorienta-se, refletindo-se numa deformação inelástica macroscopicamente visível, como ilustra a figura 2.4. Com o aquecimento a uma determinada temperatura, a fase martensítica desmaclada passa para a fase austenítica e é recuperada a deformação anteriormente imposta [5]. A este efeito, é chamado de memória de forma. No processo em que se passa da fase austenítica para a fase martensítica, através de tensão, consegue-se aguentar grandes extensões, que são recuperáveis quando se alivia a tensão. Por sua vez, quando este processo é feito por arrefecimento da temperatura, a deformação dos átomos ocorre em simetria espelhada, que pode ser reversível com o aquecimento [35].

Para melhor compreensão das fases das ligas com memória de forma, é

importante definir as temperaturas associadas a cada fase. M_s e M_f corresponde à temperatura associada ao início e fim, respetivamente, da transformação da fase austenítica para martensítica por arrefecimento. A_s e A_f por sua vez, é o inverso, ou seja, A_s é a temperatura a que se dá início à transformação martensítica para austenítica, através do aquecimento, e A_f a temperatura final dessa mesma transformação (figura 2.5). Se o ciclo começar no ponto 1, e arrefecer de tal forma que chegue ao ponto 2, dá-se início à transformação da fase austenítica para martensítica até ao ponto 3. Se for aquecido de tal forma que do ponto 3 chegue ao ponto 4, dá se início à transformação da fase martensítica para a fase austenítica [35].

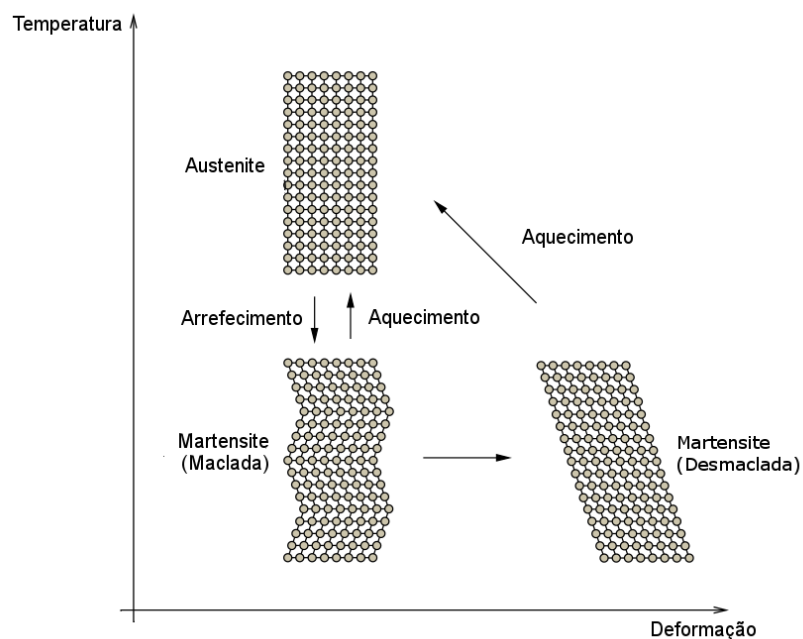


Figura 2.4: Esquema da transformação martensítica, adaptado de [35]

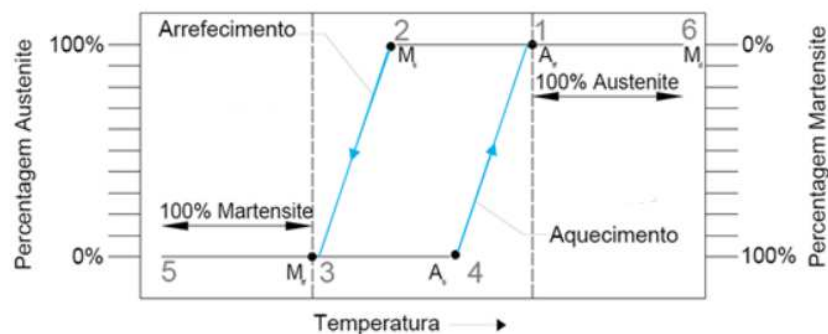


Figura 2.5: Percentagens das fases com variação de temperatura [4]

2.3.3 Superelasticidade

Para que o efeito de superelasticidade se verifique, é necessário que a temperatura a que a liga se encontra seja superior a A_f . Com a aplicação de uma carga uniaxial na liga e com as condições anteriores presentes, o comportamento da liga assume o caminho apresentado na figura 2.6. No início do carregamento (o-a) ocorre a deformação elástica da fase austenítica, a partir do ponto a, dá-se início à transformação da fase austenítica para a fase martensítica até esta estar quase completa (a-b). É de notar, que esta transformação dá-se quase instantaneamente sem um grande aumento de tensão. Se durante essa transformação for removido o carregamento, existe uma deformação elástica da fase martensítica (c'). À medida que o descarregamento da força vai acontecendo, ocorre a transformação inversa, ou seja, a fase martensítica transforma-se agora em austenítica ($c'-d'$). Com a chegada ao ponto d' e se o descarregamento continuar, o comportamento da liga assume o caminho previamente traçado, recuperando a sua forma inicial. Se por outro lado, situando-se no ponto c, ocorrer carregamento, existe deformação plástica ($c-d$), ou seja, se no patamar entre o ponto c e d existir descarregamento, haverá deformações residuais (e). É de notar, que para níveis de tensão muito elevados a liga rompe (e') [35]. A transformação martensítica está sempre relacionada com a temperatura e no caso do efeito da superelasticidade, ao ser efetuado o carregamento (a-b) ocorre um aumento de temperatura na liga, já quando é descarregado existe um arrefecimento da liga. No primeiro caso, a deformação é exotérmica e no segundo endotérmica [35, 28].

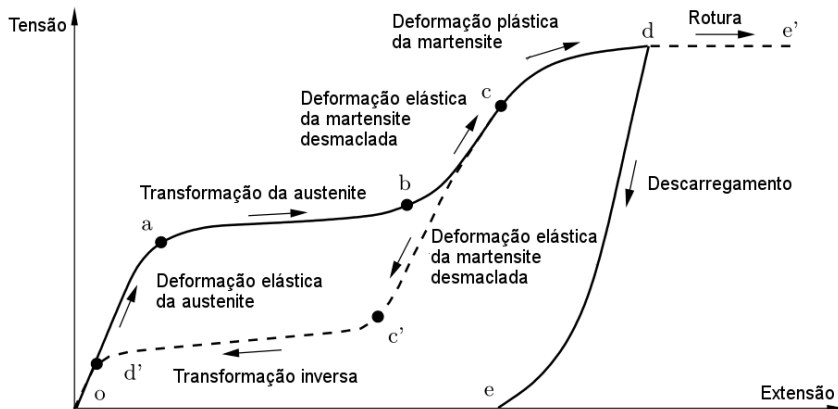


Figura 2.6: Esquema tensão-extensão de uma liga ilustrando o efeito de superelasticidade, adaptado de [35]

2.3.4 Dispositivos com Ligas com Memória de Forma

Nos últimos vinte anos, registaram-se sismos que danificaram muitas infraestruturas, mais concretamente, elementos fundamentais de edifícios e pontes que sofreram deformações irrecuperáveis. O sismo que ocorreu em 1989 em Loma Prieta, o sismo de 1994 Northridge ou o de Kobe em 1995 foram exemplos de eventos sísmicos a causar este tipo de danos. As técnicas

usadas não se comportaram da maneira desejada e perante esta situação, a comunidade de engenheiros de estruturas focou-se no desenvolvimento de novas formas de mitigar os sismos [10]. Uma das principais estratégias para melhorar a resposta da estrutura, passa por criar um dispositivo com capacidade de recentrar, ou seja, dispositivos que propiciem a obtenção de deslocamentos residuais nulos na estrutura. O comportamento de sistemas deste tipo tem pelo menos igualado os dispositivos tradicionais. Pode-se dividir os sistemas deste tipo em duas categorias diferentes: os sistemas baseados em pós-tensão e os sistemas baseados em ligas com memória de forma (LMF). Os primeiros, usam cabos ou elementos para criar a capacidade de recentrar. As LMF tiram partido das propriedades únicas de conseguir aguentar grandes deformações e posterior recuperação total. Em engenharia civil, as ligas mais utilizadas são as NiTi, seja em pequena escala ou grande escala, estas ligas mostram grande potencial no uso de dispositivos de controlo sísmico. A grande vantagem de usar ligas em dispositivos, passa por ter uma boa capacidade de dissipar energia, prevenindo o colapso e a habilidade de reduzir as deformações residuais após um sismo ocorrer [17].

Desde modelos experimentais de pequena escala até grande escala, as investigações têm sido intensas nos últimos anos. Speicher em 2009, testou um dispositivo em que a LMF é em forma helicoidal (figura 2.7). O dispositivo produzido funciona à compressão e tração, com as ligas sempre comprimidas. Ao ensaiar diferentes tipos de ligas (de secção vazia e cheia), em ensaios de carga e descarga, os resultados foram bastante positivos. As curvas obtidas (força-deslocamento), demonstram uma boa capacidade de dissipação e a forma de bandeira (figura 2.6 - abcc'd') aconteceu com as diferentes tipos de ligas testadas [17].

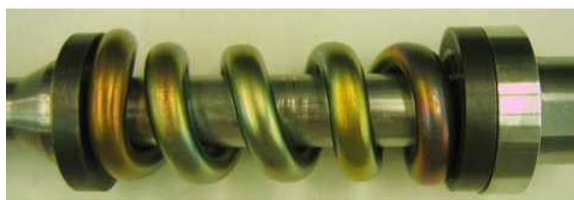


Figura 2.7: Dispositivo com LMF em forma helicoidal [17]

Os autores do mesmo artigo também testaram dispositivos semelhantes, sendo que um desses dispositivos está representado na figura 2.8. O procedimento usado em todos os ensaios foi o mesmo usado nos apresentados anteriormente. Os dispositivos revelaram uma grande rigidez inicial, porém, o pico da força máxima cai, não sendo obtida a forma perfeita da bandeira no gráfico de força-deslocamento que se esperava, no entanto, de uma forma geral, ainda foram dissipadas boas quantidades de energia por parte destes dispositivos.

MANSIDE (Ligas com memória para novos dispositivos de isolamento e dissipação de energia) é um projeto europeu que se baseia no desenvolvimento de dispositivos de controlo passivo com LMF, que têm como objetivo serem

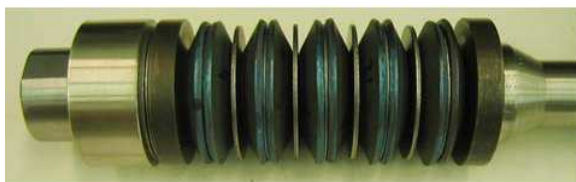


Figura 2.8: Exemplo de um dos dispositivos analisados por [17]

aplicados em sistemas de contraventamento de edifícios ou sistemas de isolamento de pontes e edifícios. Um dos dispositivos concebidos, utilizou ligas pré tensionadas que funcionassem quando submetidas à tração para a capacidade de recentrar e foram usadas ligas austeníticas suplementares para dissipação adicional de energia. Foram realizados ensaios experimentais à escala real e ensaios numéricos para verificar a capacidade dos dispositivos [26]. Um dos estudos realizados foi a análise do comportamento de sistemas de isolamento de uma ponte através de um modelo numérico, o estudo consistiu na aplicação de três tipos diferentes de dispositivos que foram colocados entre o encontro e o tabuleiro. Os sistemas de isolamento eram compostos por aço, borracha e finalmente o último por LMF. Sujeitas às mesmas condições de ensaio, foram comparados os resultados dos três sistemas. Relativamente aos deslocamentos máximos do encontro-tabuleiro, o aço prevalece como sendo o que tem menores deslocamentos, por outro lado, este material é o que apresenta maiores deslocamentos residuais. As ligas com memória de forma conseguiram ter a maior capacidade de recentrar, não apresentando quaisquer deslocamentos residuais, o comportamento da borracha é intermédio quando comparado com os anteriores. É de notar, que este estudo teve em conta diversos fatores importantes, como a temperatura e o solo [19].

Zhu e Zhang, em 2007, analisaram um dispositivo que consiste em duas peças metálicas, sendo ambas de aço, unidas por LMF pré-esforçadas (figura 2.9). Para validação do modelo numérico, foi testado um dispositivo a pequena escala sujeito a ciclos de carga e descarga. Após a validação, analisaram-se dois modelos numéricos com o dispositivo. Os dois modelos, consistiram em edifícios com três e seis andares e foram feitas várias análises, alterando o número de ligas e a percentagem do pré-esforço de cada uma. Concluídas as análises não lineares, foi possível perceber que os dispositivos que tinham maior percentagem de pré-esforço e número de ligas, apresentavam um deslocamento máximo entre pisos superior aos que apresentavam menor número de ligas e percentagem de pré-esforço. Por outro lado, quando comparado com o dissipador com encurvadura restringida, realizado por outro autor usando o mesmo modelo, o presente dispositivo apresentou melhores resultados no que diz respeito às deformações residuais e ao máximo deslocamento entre pisos [49].

Um outro estudo que ocorreu, consistiu em ensaios experimentais para averiguar o comportamento de dispositivos com ligas em muros de alvenaria. O objetivo da investigação era testar duas paredes de alvenaria em que apenas diferenciava

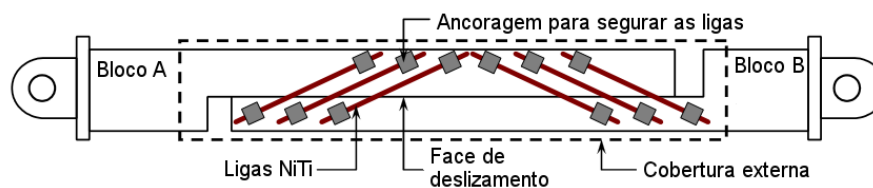


Figura 2.9: Dispositivo constituído por 2 peças metálicas unidas por LMF, adaptado de [49]

a ligação à base. Num caso, a ligação foi realizada com duas barras de aço e noutro com um par de dispositivos com LMF. Foram introduzidos na mesa sísmica quatro sismos com níveis de intensidades diferentes e realizadas as análises. Os resultados apontam para uma melhoria no deslocamento máximo no topo do muro quando usado o dispositivo com as ligas, o mais impressionante foi a redução das acelerações proporcionadas pelo uso do dispositivo, contando com uma redução de cerca de 50% no topo e mais de 60% na base [18].

Ocel et al. em 2004 [11], estudou o uso de ligas com memória de forma na fase martensítica na ligação do pilar com a viga, o proposto pelos autores foi usar quatro ligas para ligar o banzo da viga ao banzo dos pilares. Depois de realizados 21 ciclos de carga e descarga, foram aquecidas as ligas para uma eventual recuperação do deslocamento residual. Os resultados foram bastante favoráveis, a ligação além de dissipar grandes quantidades de energia, também apresentou boa capacidade de ductilidade. O ensaio voltou a ser realizado para verificar se apresentava o mesmo comportamento [11].

Na figura 2.11, é apresentado mais um dispositivo estudado para contraventamento. O dispositivo é constituído por um perfil de aço em que a extremidade é uma roldana, na zona inferior do dispositivo a ligação é efetuada através das ligas. Os perfis estão unidos ao piso de cima por uma ligação simples (figura 2.10). É de notar, que o estudo teve em conta o número ótimo de ligas a serem utilizadas, testando previamente apenas as ligas. Para haver um termo de comparação também foram realizados ensaios com o pórtico sem o dispositivo. Os ensaios decorreram sobre uma mesa sísmica da qual foram utilizados os sismos de Kobe, ElCentro e Chi-Chi com diferentes acelerações máximas. Quando utilizado o dispositivo, os resultados apontam para uma redução do deslocamento entre pisos de cerca de 50% para todos os casos. No que diz respeito à máxima aceleração dos pisos, existe um aumento quando utilizado o dispositivo, esta diminuição do deslocamento e aumento da aceleração já se esperava devido ao aumento da rigidez da estrutura. Para os resultados poderem ser comparados, foi analisado um contraventamento simples com perfis de aço, com este contraventamento foram conseguidas reduções de cerca de 20% dos deslocamentos máximos. No que diz respeito à máxima aceleração, o aumento ainda é maior do que aquele verificado aquando da utilização do dispositivo com LMF. Neste estudo, ainda foram realizadas análises numéricas [25].



Figura 2.10: Sistema de contraventamento analisado num pórtico de 3 pisos [25]



Figura 2.11: Dispositivo constituído por 2 blocos unidos por LMF, adaptado de [25]

Existem muitas análises que não só se concentram no desenvolvimento de um dispositivo de contraventamento utilizando as LMF, como também comparam com os dissipadores com encurvadura restringida. Caso disso, foi o estudo de um dispositivo concebido em Itália no ano de 2006, utilizando o programa de cálculo OpenSEES, foram modelados dois edifícios com três e seis pisos, analisando quer o comportamento das ligas quer o comportamento dos dissipadores com encurvadura restringida. O contraventamento utilizado foi em forma de chevron e foram utilizados 20 sismos para a análise. Os resultados permitiram concluir que no caso dos deslocamentos máximos entre pisos, as ligas conseguiam uma ligeira melhoria no edifício de três pisos, porém, quando observados os resultados do edifício de seis andares, a diferença acentua-se. Aquilo que mais se destaca nos resultados é o deslocamento residual das ligas, o qual apresenta valores muito baixos quando comparado com os dissipadores com encurvadura restringida. Essa diferença é explícita de igual forma quer no edifício de três ou seis andares [6].

2.3.5 Aplicações Existentes

O sismo que ocorreu em Itália em 1999, fez vários estragos na Basílica de São Francisco em Ans. O grande desafio após o desastre era conseguir restaurar a basílica, de tal modo, que se mantivesse o conceito original da estrutura sem que colocasse em causa a segurança. Para a ligação entre a cobertura e o tímpano da basílica, foram utilizadas ligas com memória de forma no sentido de diminuir a transmissão de esforços para o mesmo. Outro exemplo do uso de ligas com memória de forma, foi na torre da igreja de San Giorgio em Trignano, Itália (figura 2.12), a Igreja foi danificada durante o sismo de 1996 e para reabilitação foram colocadas quatro barras de aço pré-esforçadas em série, com quatro dispositivos que usam ligas com memória de forma [6].



Figura 2.12: Torre da igreja de San Giorgio reabilitada com dispositivo com LMF

2.4 Tensegridade

A tensegridade é a junção de duas palavras: tensão e integridade. Um sistema baseado em tensegridade é um conjunto de elementos descontínuos comprimidos que estão ligados por um conjunto de elementos contínuos tracionados [2]. Na engenharia civil, pode-se definir estruturas baseadas em tensegridade como estruturas constituídas por elementos que estão sujeitos unicamente à compressão e outros elementos que estão sujeitos apenas à tração, normalmente, são usadas barras para os primeiros e cordas para os segundos. A figura 2.13 mostra o primeiro sistema baseado em tensegridade a ser construído, é composto por três barras e nove cordões.

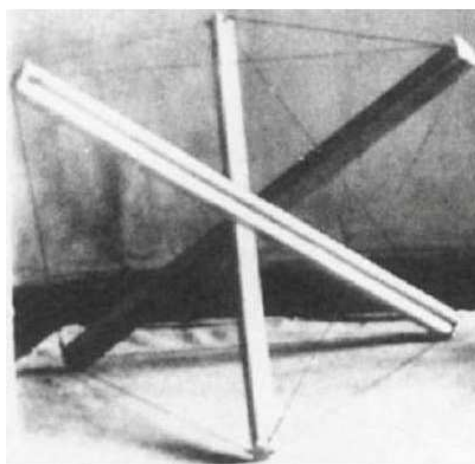


Figura 2.13: Primeira construção com o conceito de tensegridade em 1922 [41]

O conceito estudado nesta secção está também presente no corpo dos animais e humanos, tem-se como exemplo, os ossos e tendões que estão posicionados de tal forma que permitem um mais fácil controlo de movimento, os ossos assumem a função de elementos de compressão e os tendões apenas de tração. Um balão por sua vez, também pode ser visto em termos de tensegridade, a superfície do balão é o elemento contínuo que apenas está sujeita à tração e os átomos de ar no interior é o elemento descontínuo de compressão. Quando se prime o balão com um dedo ele não rebenta, existindo uma redistribuição das forças pela estrutura, ao ser removido o dedo ele retorna à forma original. O betão pré-esforçado também é um exemplo de tensegridade, no exemplo de uma viga, esta tem varões de aço em tração e o betão por sua vez está em compressão [2].

O conceito por detrás das estruturas baseadas em tensegridade foge um pouco daquilo que é habitual na construção civil. No caso das estruturas baseadas em tensegridade, as estruturas são autoequilibradas através das barras comprimidas e dos cabos em tração, não necessitando de apoios para transmitir as cargas ao solo, que é precisamente o conceito inverso das estruturas habituais em construção civil, em que as cargas são transmitidas para os elementos verticais que encaminham para as fundações, transmitindo ao terreno os esforços. As

estruturas tensítegrias conseguem ser leves e esbeltas, conseguindo assim ter um custo reduzido, possibilitando a utilização dos materiais de uma forma mais económica. Por outro lado, como estas estruturas são muito leves, afeta a sua estabilidade, apresentando grandes vibrações quando sujeitas a ações sísmicas [32].

O facto de possuírem as características acima descritas, abre a janela a outra área completamente diferente da engenharia civil: a arte. Escultores e arquitetos, dedicaram já grande parte do seu tempo a criar peças que estão espalhadas um pouco por todo o mundo, como é o caso dos escultores Kenneth Snelson e Buckminster Fuller que trabalharam no desenvolvimento desta área, registando inclusive patentes. Na figura 2.14 está um exemplo do trabalho de Kenneth Snelson que foi realizado em 1974, com o nome de "Free Ride Home". Este escultor, afirmava que a tensegridade não tem outro qualquer valor senão arte, argumentando que as estruturas não conseguem ter a rigidez necessária para o uso de fins de engenharia. Posteriormente, a afirmação feita pelo escultor foi desmentida quando surgiram estruturas tensítegrias rígidas capazes de aguentar os esforços a que estavam sujeitas [31].

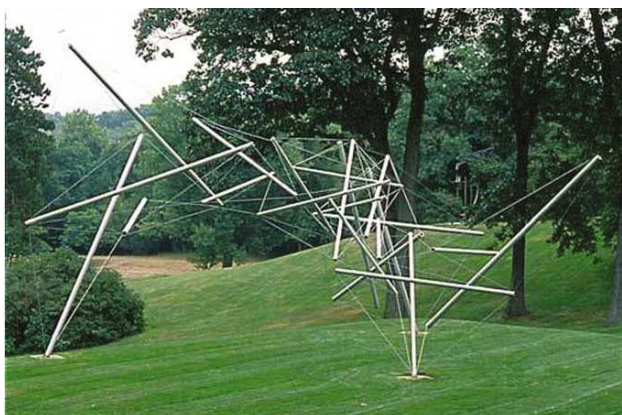


Figura 2.14: Peça de arte utilizando o conceito de tensegridade [31]

Desde 1972, que o conceito de tensegridade aparece em coberturas. A cobertura construída para os jogos olímpicos de verão no estádio Munich Olympic Stadium e a Millennium Dome no Reino Unido são exemplos disso, mais tarde, também para os jogos olímpicos, surgiram outras grandes estruturas como o Seoul Olympic Gymnastics Hall e Georgia Dome. Um dos exemplos mais importantes de coberturas é sem dúvida o Estádio de La Plata na Argentina (figura 2.15). A cobertura consiste num anel de compressão, que é suportado por cabos pré-esforçados, este anel é em forma triangular. Para proteção dos espetadores foi usada uma membrana de fibra de vidro sem qualquer função estrutural [46].

A ponte Kurilpa na Austrália em Brisbane, é outro exemplo da aplicação da tensegridade em estruturas, esta ponte é constituída por 20 mastros de aço, 16 longarinas verticais e 18 pavimentos metálicos e mais de 250 cabos de aço



Figura 2.15: Cobertura do estádio de La Plata na Argentina [32]

pré-esforçados que tornam a estrutura estável. Já surgiram no entanto, outros projetos de estruturas pedonais nas formas mais variadas que nunca chegaram a ser construídas [32].

Existem formas bastante complexas associadas ao efeito de tensegridade e da qual estão a ser alvo de investigações. Uma dessas estruturas foi desenvolvida por Seunghye Lee e Jaehong Lee [36]. O modelo elaborado consiste num tetraedro truncado tridimensional, composto por seis barras comprimidas e por catorze cordas em tração (figura 2.16). Além da forma final, os autores apresentam um método de cálculo para estas estruturas. É de salientar a complexidade associada ao mesmo.

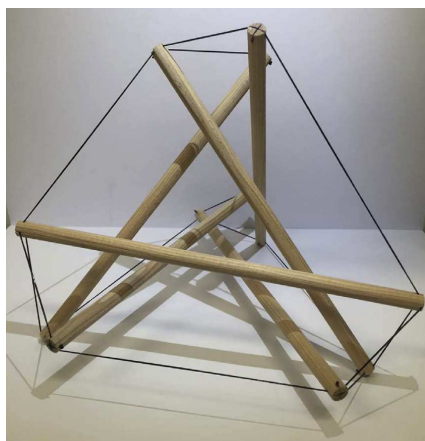


Figura 2.16: Tetraedro truncado em 3D usando o conceito de tensegridade [36]

A forma mais básica e que é bastante utilizada nas investigações é no plano e assume a forma de "X", esta forma é o principio para todas as formas que surgem da tensegridade. Consiste em duas escoras que estão à compressão

(o X) e quatro tirantes sempre à tração unindo as escoras. É precisamente com base nesta forma que surge o dispositivo apresentado nesta tese, porém, as duas escoras dão lugar aos cabos e os quatro cabos são substituídos pelas escoras (figura 3.1). O propósito da geometria do dispositivo é explicado no seguinte capítulo.

Capítulo 3

Proposta do Novo Dispositivo de Dissipação de Energia

Com o presente capítulo pretende-se não só dar a conhecer as características e geometrias do dispositivo, como apresentar os resultados que foram obtidos nos ensaios experimentais e numéricos. O objetivo é validar o modelo numérico do protótipo com os ensaios experimentais realizados, para posterior implementação do dispositivo num modelo a duas e três dimensões.

3.1 Geometria do Dispositivo

Como referido nos capítulos anteriores, existem muitos tipos de contraventamentos podendo assumir a forma de por exemplo X, K, chevron (em V) e chevron invertido (V intervertido). Se num pórtico quadrado com quatro metros de altura, for aplicado um contraventamento com cabos com liga com memória de forma, com a configuração chevron (figura 1.1d)) e se o objetivo fosse que a liga tivesse um comportamento com base no efeito de superelasticidade, o ideal era que a liga apresentasse um gráfico tensão-extensão semelhante ao da figura 2.6 (percurso o-a-b-c-c'-d'), quando sujeita a uma ação horizontal, dissipando o máximo de energia possível. Para isso acontecer, o deslocamento no topo do pórtico tem de assumir valores que permitam que a extensão do cabo seja tal, que possa acontecer o efeito pretendido. Como a altura do pórtico tem 4 metros, o comprimento do cabo teria mais de 4 metros. Para que se verifique a entrada da liga no percurso pretendido, o deslocamento no topo (devido à ação sísmica) teria de ser elevado. Se ocorrerem deslocamentos pequenos no topo, a liga apenas funciona em regime elástico, não tirando partido do efeito de superelasticidade. O objetivo de usar estas ligas é precisamente conseguir aproveitar esse efeito, dissipando grandes quantidades de energia e recuperar a forma inicial sem deslocamentos residuais.

Tendo em vista o exemplo considerado anteriormente, o deslocamento no topo do pórtico não varia quando sujeita à mesma ação horizontal. O único parâmetro que pode ser alterado e que tem influência na extensão, é o comprimento do cabo. É com vista neste princípio que foi desenvolvido o dispositivo apresentado

nesta dissertação. Com a diminuição do comprimento do cabo, mantendo o deslocamento no topo, a extensão irá ser maior, de tal forma que permita entrar no percurso pretendido. Em primeira instância, o dispositivo começou como um losango, composto por quatro escoras e duas ligas com memória de forma, tal como se pode observar na figura 3.1. As letras L_v e L_h representam o comprimento da liga vertical e a liga horizontal, respetivamente. A unir as ligas estão as escoras com comprimento L . Na figura está ainda representado o ângulo θ entre escoras.

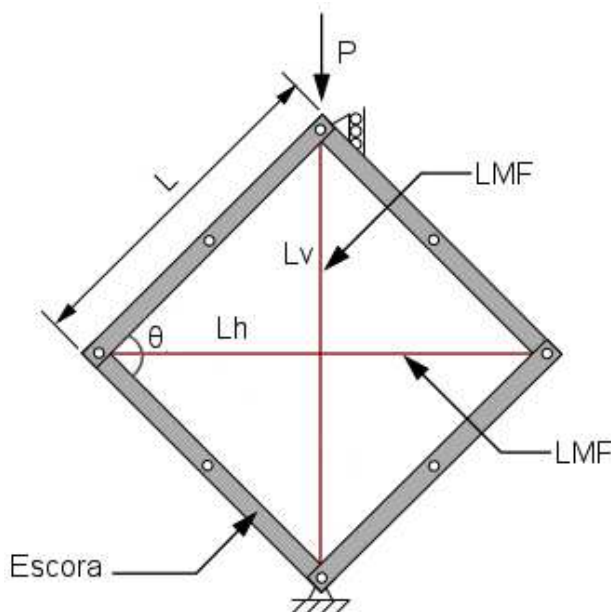


Figura 3.1: Desenho ilustrativo do dispositivo com $\theta = 90^\circ$

Se o cabo com memória de forma, no exemplo do contraventamento anterior, for substituído pelo dispositivo, L_v terá o mesmo comprimento que o cabo substituído e L_h ficará perpendicular ao mesmo. Quando o pórtico for sujeito a uma ação horizontal, os comprimentos L_v e L_h alteram-se em função do ângulo entre escoras e o deslocamento imposto. A principal liga do dispositivo, que irá ter maior contribuição para a dissipação de energia, irá ser a que se situa na posição horizontal, visto ser a liga que é possível alterar o seu comprimento.

Analisando unicamente o dispositivo, com o ângulo θ a 90° , o dispositivo assume a forma de um quadrado, em que os comprimentos L_v e L_h têm o mesmo valor. Na prática, se for aplicado um deslocamento onde está representada a seta P , de cima para baixo e mantendo a base fixa, pode-se observar que L_v diminui com o mesmo valor que L_h aumenta, o que não tem qualquer interesse na medida em que L_h teria exatamente o mesmo comportamento que o cabo referido anteriormente, no exemplo do pórtico. Como o objetivo é diminuir o comprimento L_h , o ângulo θ tem que aumentar, consecutivamente, L_v aumenta também. Se for realizado o mesmo procedimento atrás descrito e com a nova geometria apresentada na figura 3.2, ao ser aplicado o deslocamento, faz com que L_v diminua e L_h aumente. Nesse caso, é obtido aquilo que se desejava. É de

notar, que apenas funciona o cabo horizontal enquanto que o cabo vertical deixa de funcionar (cabo não funciona à compressão).

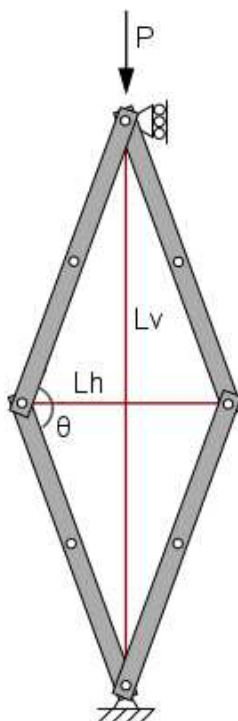


Figura 3.2: Desenho ilustrativo do dispositivo com $\theta > 90^\circ$

Na figura 3.3 pode-se ver o procedimento referido anteriormente. A tracejado, está precisamente o dispositivo apresentado na figura 3.2. Quando se aplica o deslocamento para baixo com um determinado valor dv , o comprimento L_v diminui dv , por outro lado, a liga horizontal aumenta com o valor dh em cada extremidade. Se $\theta = 90^\circ$, o valor que se impõe no deslocamento vertical em A (dv), vai ser igual ao valor que L_h aumenta (o dobro de dh). Se a configuração do dispositivo assumir valores de θ superiores a 90° , o acréscimo que o comprimento L_h irá sofrer (dobro de dh) irá ser superior ao deslocamento dv imposto em A. É de notar que o comprimento L das escoras permanece sempre inalterado.

A afirmação atrás mencionada, consegue ser de fácil perceção, no entanto, para comprovar a mesma, foi elaborado o gráfico da figura 3.4. Assumindo sempre o mesmo valor para dv e realizado sempre o mesmo procedimento referido anteriormente, foi feita uma variação no ângulo θ (com início a 90° e fim a 179°) e calculado o valor dh , através de relações geométricas. Como o valor de L não sofre alterações, o valor de L_v final é igual à subtração de L_v com dv e conhecendo a totalidade dos ângulos, é possível calcular, através de uma equação de 2° grau, o valor de dh e Y , para cada ângulo entre escoras.

Relativamente ao gráfico 3.4, no eixo das ordenadas é representado o deslocamento dh , que foi calculado, sobre o deslocamento dv imposto no

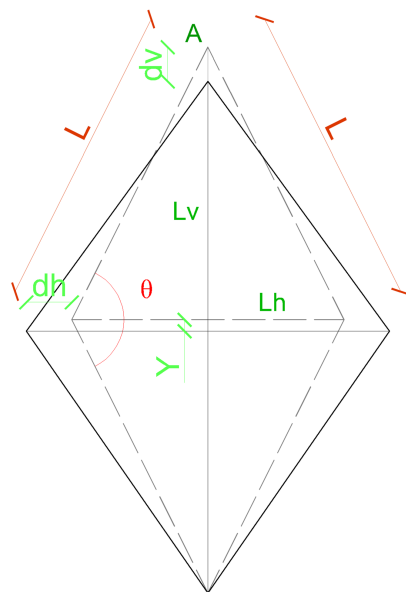


Figura 3.3: Desenho ilustrativo do dispositivo com $\theta > 90^\circ$ sujeito a um deslocamento

dispositivo. Na realidade, este valor é chamado de amplificação geométrica. Como se pode visualizar, para um θ de 90° , a amplificação geométrica que se obtém é de 1, ou seja, o valor de dh é igual ao valor de dv . Consta-se que à medida que o ângulo θ aumenta, maior é a amplificação. Este aumento não é linear, assemelhando-se a uma exponencial. Na prática, o facto de haver esta amplificação, beneficia muito este dispositivo, quando o ponto A é movido para baixo, o dispositivo vai incrementar esse deslocamento refletindo-se no aumento de L_h , criando as condições necessárias e desejadas para que a extensão aumente e se verifique o comportamento referido atrás, da figura 2.6.

Para completar a geometria do dispositivo, foi necessário escolher um valor para θ . Ao longo de toda a dissertação, o ângulo assume o valor de 140° , o que corresponde a uma amplificação geométrica um pouco abaixo dos 3. Note-se, que não faz sentido escolher um ângulo muito elevado. Se θ assumir valores muito altos, o comprimento da liga horizontal vai ser muito pequeno, tal que o dispositivo à compressão vai assumir valores de rigidez muito elevados. Assim, à que escolher um ângulo que seja intermédio e que consiga aproveitar a amplificação geométrica do dispositivo, sem comprometer o comportamento do dispositivo em si.

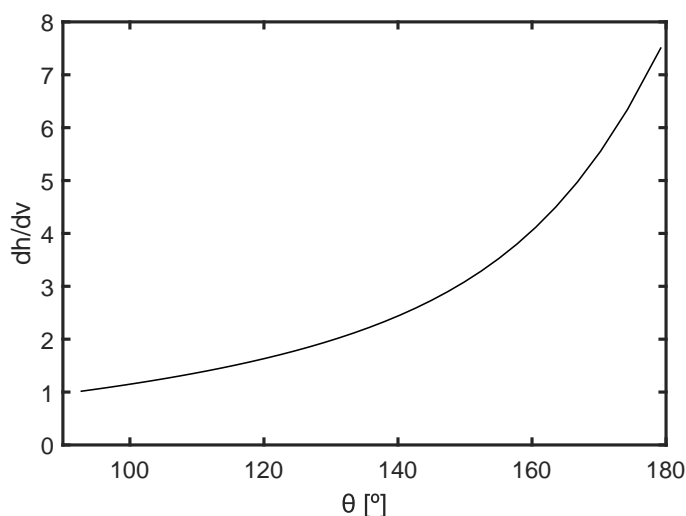


Figura 3.4: Gráfico razão dos deslocamentos horizontais e verticais com o ângulo θ

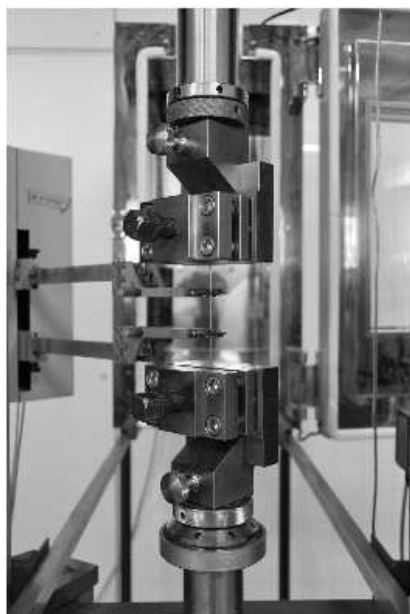
3.2 Ensaios Experimentais do Protótipo

3.2.1 Características do Protótipo

Para as quatro escoras do dispositivo, foram utilizadas oito secções retangulares de madeira (0.5cm por 3.5cm) com 44cm de comprimento. Foram colocadas duas secções em paralelo para cada escora, em que no meio de cada uma, foram colocados parafusos no sentido de evitar ao máximo fenómenos de encurvadura. Na junção das escoras com as ligas, foram colocadas duas roldanas uma em cada extremidade, para evitar o máximo de atrito. Para fixar as ligas, foram utilizados cerra-cabos. O dispositivo pode ser visualizado na figura 3.5b). Foram realizadas três configurações diferentes: $\theta = 90^\circ$, $\theta = 116^\circ$ e por fim o valor do ângulo escolhido anteriormente ($\theta = 140^\circ$). Foram ainda realizados vários ensaios com deslocamentos máximos diferentes no ponto A, tanto à compressão, como à tração. Para $\theta = 90^\circ$ foi ensaiado 10mm , 15mm e 20mm , para $\theta = 116^\circ$ de 10mm e $\theta = 140^\circ$ de 5mm .

Foi também realizado, antes dos ensaios ao protótipo, ensaios de compressão-tração à própria liga com memória de forma. Estes, decorreram à temperatura de 20°C , com uma percentagem aumento de extensão de aproximadamente $0.12\%/s$, executando 7 ciclos (de 1% a 7%). Os cabos foram previamente treinados com 20 ciclos de tensão-compressão para estabilizar o comportamento do efeito de superelasticidade [33, 7]. Na figura 3.5a) é apresentado os ensaios realizados à liga.

As características da liga usada estão representadas na tabela 3.1.



(a) Ensaio da LMF



(b) Ensaio do dispositivo

Figura 3.5: Ensaaios experimentais realizados

Tabela 3.1: Propriedades da Liga usada [35]

Propriedades	Liga Austenítica
Diâmetro (mm)	0.406
Módulo de Elasticidade (GPa)	41-75
Densidade (g/cm^3)	6.5
Coefficiente de expansão térmica ($\times 10^{-6}/^{\circ}C$)	11
Tensão última (Mpa)	1070
Extensão última (%)	10
Temperatura de transformação de produto acabado ($^{\circ}$)	25 a 30

3.2.2 Resultados

Os resultados correspondentes aos sete ensaios que foram realizados à liga NiTi são apresentados na figura 3.6. Dos resultados obtidos, irá ser retirado os valores necessários para definir as propriedades da liga, apresentadas no subcapítulo seguinte, para modelação do protótipo.

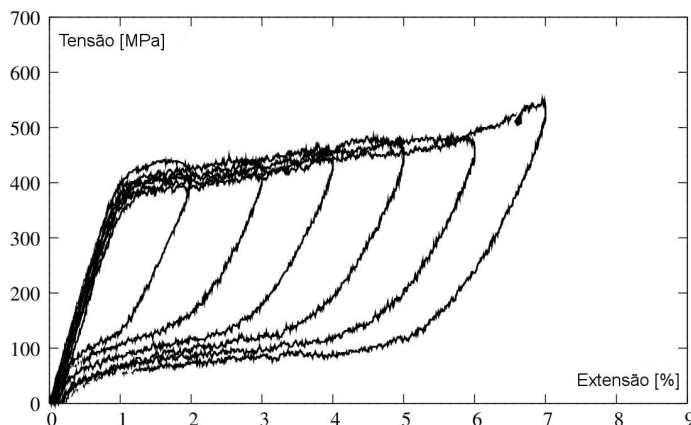


Figura 3.6: Comportamento da liga NiTi sujeita a ensaios de tração

Para realização dos ensaios, foi usado uma máquina precisamente para efetuar ensaios de tração e compressão, com o nome de Zwick Roell 750. Esta máquina, consegue medir os valores de força e o deslocamento no ponto A, onde é aplicado o deslocamento. Na figura 3.7, é apresentado os resultados que dizem respeito aos ensaios de 90° e 116° , com deslocamento de 10mm, tanto à compressão, como à tração (valores de tração assumem valores negativos). A linha a tracejado e vermelho corresponde à configuração do protótipo com $\theta = 90^\circ$ e a linha a cheio e azul ao protótipo com $\theta = 116^\circ$. Observando os resultados obtidos, quando o θ assume o valor de 90° , o comportamento é igual quando ensaiado à tração e compressão, o que já não se verifica quando se aumenta o ângulo para 116° , neste caso, não só existe um aumento no valor da força necessária para que o dispositivo entre no efeito pretendido, mas existe uma diminuição na força quando se realiza o ensaio à tração. Como o comprimento do cabo horizontal diminui de tamanho, a rigidez também aumenta, o que significa que irá ser necessário maior força do que com um cabo de maiores dimensões ($\theta = 90^\circ$). Sucede precisamente o inverso quando se ensaia à tração, o cabo vertical aumenta o seu tamanho, diminuindo a rigidez.

Ao ser calculado o amortecimento viscoso dos dois casos, através da fórmula de Chopra: $\xi = (1/2\pi)(E_d/E_{s0})$, verifica-se que quando $\theta = 90^\circ$ o valor é de 5.9% e quando $\theta = 116^\circ$ o valor é de 11.4%. Com este aumento está provado a viabilidade do dispositivo. Apenas foram apresentados dois resultados pelo facto de serem os únicos possíveis de comparar, os restantes têm deslocamentos diferentes, no entanto, os apresentados são muito perto do expectável e os restantes ensaios realizados, demonstram comportamentos semelhantes, na mesma linha de raciocínio.

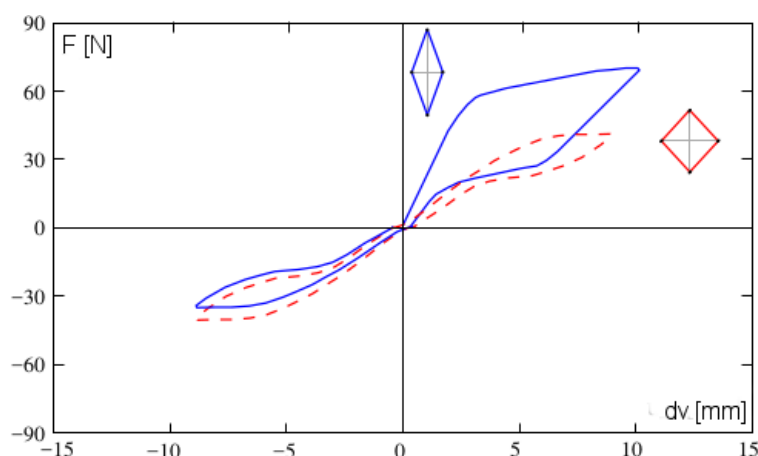


Figura 3.7: Resultados experimentais do protótipo

3.3 Modelação do Protótipo

3.3.1 Características do Protótipo

Para realizar as análises desta dissertação foi utilizado o programa de cálculo SeismoStruct. Antes de se proceder a alguma das análises, foi modelado o dispositivo no plano para não só verificar o seu comportamento e comparar com o ensaio experimental, mas também para perceber como efetuar a sua própria modelação. O papel principal das escoras de madeira é apenas transmitir os esforços para as LMF, sendo que estão sujeitos à tração e compressão. Os cabos de ligas com memória de forma, por sua vez, apenas irão funcionar à tração. Para dar precisamente o comportamento de cabo, foi utilizado a opção link e escolhido no eixo da liga o elemento gap_hk, no programa de cálculo utilizado. Neste elemento, são introduzidos quatro parâmetros: a rigidez do elemento à tração e à compressão e o deslocamento, também à tração e compressão. O deslocamento entende-se como o valor a partir do qual se deseja que o elemento obtenha a rigidez inserida. Para o caso em estudo, interessa definir que no sentido de tração do cabo a rigidez seja alta para um deslocamento muito baixo, para que quando ultrapassado o valor do deslocamento inserido, o elemento acompanhe o movimento. No sentido de compressão do cabo, basta apenas definir um deslocamento muito elevado, com a finalidade de o cabo nunca atingir este valor e por consequência o elemento nunca obter a rigidez. Para definição dos restantes valores do link, foram atribuídos valores sugeridos pelos próprios responsáveis do programa. Importa ainda salientar, que para definir este elemento é necessário criar uma cópia do ponto onde o cabo termina (colocando como o ponto final da liga), sendo o próprio elemento que faz a ligação entre o ponto da liga, com o ponto da escora.

Para esta modelação, foram atribuídas as mesmas dimensões referidas atrás para o próprio protótipo. No caso das propriedades da madeira, o tipo de material atribuído foi o modelo elástico (no seismostruct com o nome de el_mat) e para as LMF o modelo superelástico das ligas com memória de forma (com o nome de

se_sma). O módulo de elasticidade utilizado para a madeira foi de 10GPa . Para as ligas com memória de forma foi utilizado para o módulo de elasticidade o valor de 40GPa . As tensões que foram adotadas para o início e fim de cada transformação, basearam-se na figura 3.6 e foi adotado, para a tensão correspondente ao início da transformação da fase martensítica para austenítica, 200MPa e a final de 100MPa . Quanto à transformação inversa, tem início a 350MPa e fim a 500MPa . O peso específico atribuído é de 26.4kN/m^3 . O último parâmetro que o programa necessita é intitulado de Superelastic plateau strain length e foi atribuído o valor de 4%. Todas as propriedades utilizadas referentes à LMF estão representadas na tabela 3.2. No que diz respeito à classe do elemento, foi utilizado tanto para a madeira como para as ligas, o elemento tipo truss que apenas permite que haja esforço axial, não se verificando quaisquer outros esforços.

Tabela 3.2: Valores usados para definição das propriedades da LMF

Propriedades	Valores
Início Autenite-Martensite (MPa)	350
Fim Autenite-Martensite (MPa)	500
Início Martensite-Austenite (MPa)	200
Fim Martensite-Austenite (MPa)	100
Módulo de Elasticidade (Gpa)	40
Peso específico (N/m^3)	26.4
Superelastic Plateau Strain (%)	4

3.3.2 Resultados

Na figura 3.8 está representado o dispositivo. Foram realizados os dois ensaios (a duas dimensões) anteriormente apresentados, também realizados à compressão e tração. Foram adotadas precisamente as mesmas geometrias e aplicados os mesmos deslocamentos que no ensaio experimental. Os quadrados azuis representam os elementos links referidos anteriormente. O deslocamento imposto ocorre no sentido da seta representada e é incremental até atingir o respetivo deslocamento de cada um dos ensaios.

O comportamento das ligas com memória de forma é o resultado a analisar. No gráfico da figura 3.9, está representado o comportamento das duas configurações analisadas. A cor azul foi mais uma vez a adotada para representar o dispositivo com $\theta = 116^\circ$ e a cor encarnada a configuração com $\theta = 90^\circ$. Ao comparar os resultados com o ensaio experimental, ambas as configurações assumem comportamentos idênticos, anotando-se precisamente os mesmos pontos que foram referidos anteriormente. É de notar, que os elementos gap estão em pleno funcionamento, visto que não existem valores de força negativos nas duas ligas, funcionando apenas à tração e compressão cada uma. As escoras por sua vez, também tem um comportamento elástico, significando que o que está a dissipar a energia na totalidade são as ligas. Com estes resultados, é possível concluir que a modelação efetuada do dispositivo está a ser feita de uma forma correta e apresenta o comportamento desejado, consequentemente, estão criadas todas as

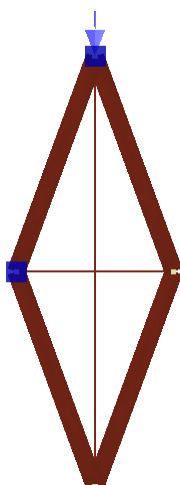


Figura 3.8: Modelo numérico do protótipo

condições para que se possa proceder à análise num modelo já existente a duas dimensões.

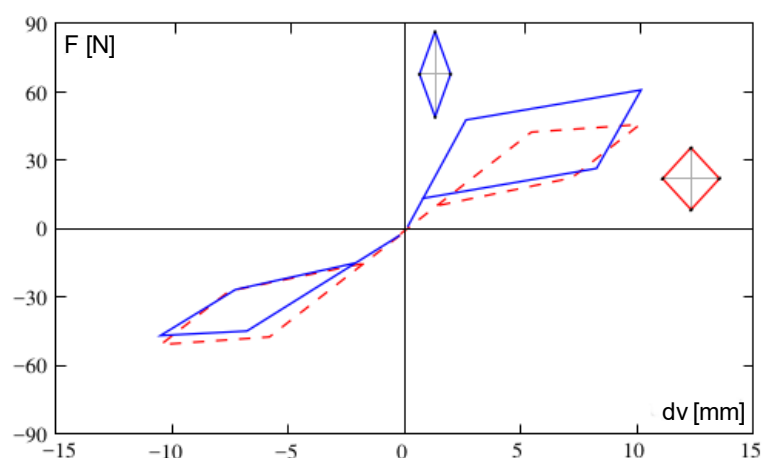


Figura 3.9: Resultados numéricos do protótipo

Capítulo 4

Análise do Dispositivo no Plano

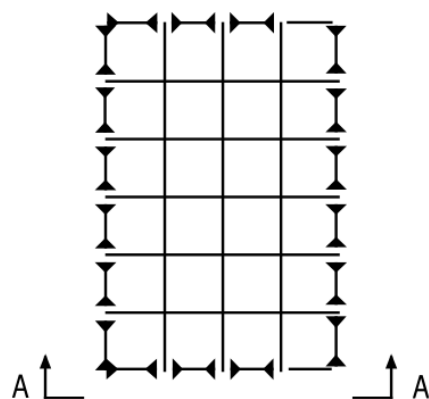
Para verificar a viabilidade do uso deste dispositivo em estruturas, foram realizadas algumas análises numéricas através do programa de cálculo SeismoStruct. Este software, é utilizado para análises de pórticos de estruturas e é capaz de prever com precisão, os danos da estrutura quando sujeita a uma ação sísmica [8]. A estrutura utilizada neste capítulo, é retirada de um estudo realizado na Universidade de Washington [48], em que a finalidade é serem aplicados diversos tipos de contraventamento por parte de investigadores e posteriormente poderem ser comparados, visto que a estrutura é a mesma.

4.1 Estrutura de Teste

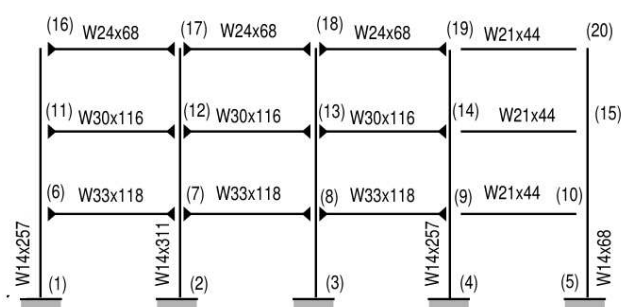
O artigo referido anteriormente contém três estruturas metálicas com três, nove e vinte pisos. Nesta dissertação, apenas vai ser utilizado o pórtico de três pisos, contando com uma altura de 11.89 metros. Em planta, a estrutura possui 36.58m por 54.87m. O lado em que o comprimento é menor é composto por quatro vãos com 9.15m de comprimento e altura de 3.96m. A planta encontra-se na figura 4.1a), a fachada de menor comprimento está também representada na figura 4.1b), assim como as secções que constituem a estrutura. Por concordância com o artigo, apenas foi modelada a fachada referida anteriormente. É importante salientar, que o artigo refere que apenas os três vãos 1-2, 2-3 e 3-4 contribuem para a resistência das cargas laterais, enquanto que no último vão (4-5), as ligações das vigas aos pilares são rotuladas (representado por um espaço vazio na figura).

A massa sísmica apresentada pelo artigo, que fornece os dados da estrutura, é de $9.57 \times 10^5 kg$ para o piso 1 e 2 e para o piso 3 de apenas $1.04 \times 10^5 kg$. As propriedades do aço diferem dos pilares para as vigas, todos os pilares têm uma tensão de cedência de 345MPa, enquanto que as vigas têm 248MPa. Para ambos os elementos foi utilizado o modelo bilinear do aço (no SeismoStruct assume o nome de stl_bl), em que não só foi colocado a tensão de cedência referida atrás, como o Módulo de Elasticidade (E) de 200GPa, parâmetro de extensão (μ) de 0.005 e por fim a extensão última (ε_u) com o valor de 0.1. A classe dos elementos adotada foi a mesma para todas as secções e assume o nome no

SeismoStruct de inelastic force-based frame element (infrmFB), sendo que foram escolhidas 5 seções de integração e 150 fibras de seção.



(a) Planta da estrutura [48]



(b) Vista A, adaptado de [48]

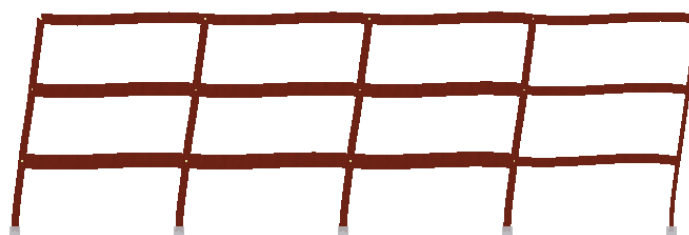
Figura 4.1: Geometria da estrutura Benchmark

O método de integração usado no artigo e também o adotado no modelo, para uma maior proximidade dos resultados, é o de Newmark com os parâmetros β e γ assumirem os valores padrão de 0.25 e 0.5, respectivamente. O critério de convergência usado foi baseado em deslocamento e rotação. Por fim, foi usado amortecimento de Rayleigh com o respectivo período da estrutura e usado o coeficiente de amortecimento de 2%.

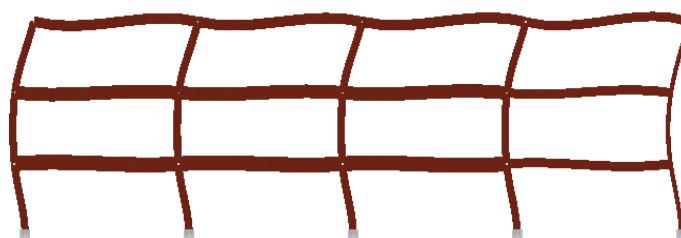
Para verificar a estrutura modelada no SeismoStruct, foram comparadas as frequências da estrutura com o artigo. Posteriormente, foi também verificado alguns resultados quando realizadas as análises dinâmicas à estrutura, com base em quatro acelerogramas.

4.1.1 Análise aos Modos de Vibração

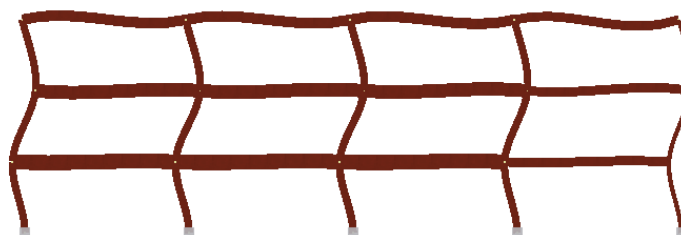
Modelada a estrutura, foram realizadas análises modais com o intuito de comparar com as frequências obtidas no artigo e deformadas dos três modos principais. As deformadas podem se observar na figura 4.2.



(a) Modo de vibração 1



(b) Modo de vibração 2



(c) Modo de vibração 3

Figura 4.2: Deformada dos três primeiros modos de vibração

Ao comparar apenas as deformadas com o artigo [48], percebe-se que são bastante idênticas. No primeiro modo de vibração foi obtida uma frequência de $0.9828Hz$, no segundo modo de $3.0317Hz$ e no terceiro $5.7870Hz$. Na tabela 4.1 estão sintetizadas estas frequências e a diferença associada. Como se pode verificar, a diferença é bastante reduzida, ultrapassando ligeiramente 1% no primeiro modo.

Tabela 4.1: Frequências obtidas nos três primeiros modos e respectivos erros

	Frequência (Hz)		
Modo de vibração	1	2	3
Artigo [48]	0.99	3.06	5.83
SeismoStruct	0.98	3.03	5.79
Diferença (%)	1.01	0.98	0.69

4.1.2 Análise Dinâmica Sem Contraventamento

O artigo fornece quatro acelerogramas diferentes, dizendo respeito aos sismos de Hachinohe, ElCentro, Kobe e Northridge. O sismo de Kobe é bastante utilizado em análises dinâmicas, este sismo ocorreu no Japão a Janeiro de 1995, sendo o maior sismo dos últimos 400 anos da história do Japão, causou inúmeras mortes levando ao colapso de mais de 100.000 casas [9]. O sismo de Northridge, ocorreu um ano antes do anterior e embora que tenha sido de intensidade mais fraca, também afetou muitas estruturas, contando com cerca de 50 mortes. Este sismo ocorreu nos Estados Unidos, perto de locais que tinham um número bastante considerável de aparelhos de medição deste tipo de eventos (United States Geological survey (USGS), California Division of Mines and Geology (CDMG) e a Universidade do sul da California (USC)), daí ser bastante utilizado em análises deste género [21]. No mesmo ano, ocorreu o sismo de Hachinohe também este no Japão, contando com cerca de 50 casas destruídas e um número mais baixo de mortes. Não sendo tão conhecido e utilizado como os restantes, também este é escolhido para fazer parte do leque de acelerogramas que foram usados nas análises. O sismo de ElCentro, foi o evento sísmico que ocorreu mais cedo, a 1940 perto da fronteira dos Estados Unidos com o México, este sismo, foi na altura o maior a ser registado por uma estação de medição perto da falha. Pelo facto de ter sido um sismo bastante importante e terem sido registados os seus dados tão perto do local, é um sismo muito usado nas análises dinâmicas deste género.

A máxima aceleração varia de sismo para sismo, sendo o de Hachinohe o que atinge a aceleração mais baixa, ultrapassando ligeiramente os $2.2m/s^2$. O sismo de ElCentro chega aos $3.3m/s^2$ e os restantes são os que atingem maiores acelerações, chegando a ultrapassar os $8m/s^2$. O acelerograma que diz respeito ao sismo de Kobe apresenta a maior duração, chegando aos 90 segundos. O sismo de Hachinohe por seu lado apenas atinge 36 segundos, sendo que os

restantes têm durações intermédias. Cada um dos acelerogramas foi multiplicado por um determinado fator. O sismo de Hachinohe assim como o sismo de ElCentro contaram com multiplicadores de 0.5, 1 e 1.5 e os restantes apenas com 0.5 e 1. Na figura 4.3, estão representados os acelerogramas usados para as análises dinâmicas realizadas.

Os acelerogramas foram introduzidos no programa de cálculo com um intervalo de tempo de $0.005s$ e aplicados ao nível da base do edifício. Posteriormente, foram atribuídos os multiplicadores associados a cada sismo. Foram efetuadas as análises e comparados os resultados com os valores apresentados no artigo. O primeiro valor a ser comparado é o rácio máximo de deslocamentos entre pisos no plano da estrutura (δ^{max}). O valor de deslocamento máximo, assim como o da velocidade máxima e aceleração máxima no plano da estrutura também são comparados, assumindo a denominação de x^{max} , v^{max} e a^{max} , respetivamente.

Tanto os valores do artigo como os que resultaram da análise estão representados nas tabelas 4.2, 4.3, 4.4 e 4.5. Ao observar as tabelas, constata-se que apesar de haver alguma diferença em alguns dos resultados, maioritariamente a diferença tem valores reduzidos, ultrapassando apenas em alguns casos o valor de 20%. É também perceptível, de um modo geral, que quando o multiplicador aumenta, a diferença também sofre com esta subida. Observando estes resultados e a análise modal efetuada anteriormente, pode-se concluir que a estrutura modelada cumpre aquilo que se pretende e estão criadas todas as condições para proceder às análises com o contraventamento.

Tabela 4.2: Resultados e comparação do sismo de Hachinohe

Hachinohe	δ^{max}	$x^{max}(m)$	$v^{max}(m/s)$	$a^{max}(m/s^2)$
0.5				
SeismoStruct	9,0855E-03	9,9370E-02	5,6511E-01	4,1186E+00
Artigo	8,7308E-03	9,0144E-02	5,3705E-01	3,9299E+00
Diferença	4%	9%	5%	5%
1				
SeismoStruct	1,5130E-02	1,6151E-01	9,0611E-01	7,1428E+00
Artigo	1,4491E-02	1,4653E-01	8,8999E-01	6,4800E+00
Diferença	4%	9%	2%	9%
1.5				
SeismoStruct	1,5186E-02	1,3994E-01	8,3105E-01	6,7472E+00
Artigo	2,0449E-02	1,8510E-01	9,2899E-01	6,9300E+00
Diferença	26%	24%	11%	3%

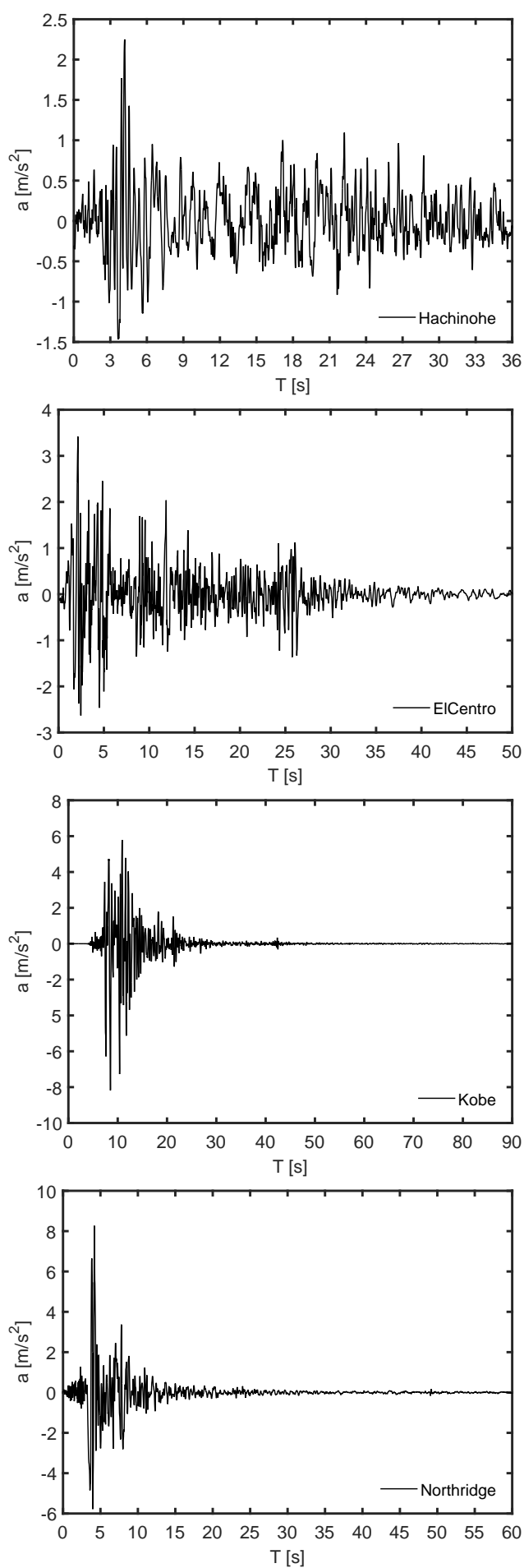


Figura 4.3: Acelerogramas usados nas análises dinâmicas

Tabela 4.3: Resultados e comparação do sismo de ElCentro

ElCentro	δ^{max}	$x^{max}(m)$	$v^{max}(m/s)$	$a^{max}(m/s^2)$
0.5				
SeismoStruct	1,1181E-02	1,1700E-01	9,1222E-01	5,0110E+00
Artigo	1,0529E-02	1,0491E-01	7,8298E-01	4,2820E+00
Diferença	6%	10%	14%	15%
1				
SeismoStruct	1,4517E-02	1,9427E-01	1,1571E+00	6,1830E+00
Artigo	1,5034E-02	1,5073E-01	9,5484E-01	6,5389E+00
Diferença	3%	22%	17%	5%
1.5				
SeismoStruct	1,6926E-02	1,9445E-01	1,3999E+00	8,8033E+00
Artigo	1,7136E-02	1,7202E-01	1,2267E+00	7,4044E+00
Diferença	1%	12%	12%	16%

Tabela 4.4: Resultados e comparação do sismo de Kobe

Kobe	δ^{max}	$x^{max}(m)$	$v^{max}(m/s)$	$a^{max}(m/s^2)$
0.5				
SeismoStruct	2,3573E-02	2,0348E-01	1,1061E+00	8,8479E+00
Artigo	1,9929E-02	1,9294E-01	9,5484E-01	7,3332E+00
Diferença	15%	5%	14%	17%
1				
SeismoStruct	3,8889E-02	4,1145E-01	2,1721E+00	1,5679E+01
Artigo	3,6526E-02	3,0690E-01	1,8750E+00	1,2035E+01
Diferença	6%	25%	14%	23%

Tabela 4.5: Resultados e comparação do sismo de Northridge

Northridge	δ^{max}	$x^{max}(m)$	$v^{max}(m/s)$	$a^{max}(m/s^2)$
0.5				
SeismoStruct	1,4357E-02	1,5297E-01	1,0632E+00	8,4058E+00
Artigo	1,8433E-02	1,6690E-01	1,1126E+00	7,2971E+00
Diferença	22%	8%	4%	13%
1				
SeismoStruct	2,0940E-02	2,6517E-01	1,8636E+00	1,2990E+01
Artigo	2,5292E-02	2,7151E-01	1,4105E+00	9,5898E+00
Diferença	17%	2%	24%	26%

4.1.3 Análise Dinâmica com Contraventamento

Com o modelo atrás referido, foram implementados três tipos de contraventamento em chevron nos dois pórticos do meio da estrutura, ao longo de toda a sua altura. O primeiro caso a ser analisado, foi o contraventamento com cabos de aço, seguindo-se cabos de LMF e por fim o dispositivo. Os diâmetros adotados para os dois contraventamentos iniciais (cabos de aço e LMF) foram tais, que a rigidez dos mesmos se igualasse. Assim, o diâmetro adotado para os cabos de aço foi de 3.2cm de secção cheia e para as LMF de 5cm . Para o módulo de elasticidade do aço foi usado o valor de 200GPa e um valor para tensão de cedência de 317MPa . É de realçar, que por se tratarem de cabos e apenas funcionarem à tração, também foram usados os elementos link descritos no capítulo 3.3. Na figura 4.4, está representado o modelo usado com os cabos de aço a contraventar a estrutura. As setas a verde dizem respeito ao acelerograma aplicado na direção da mesma e os quadrados azuis os elementos gap explicados no capítulo 3.3.

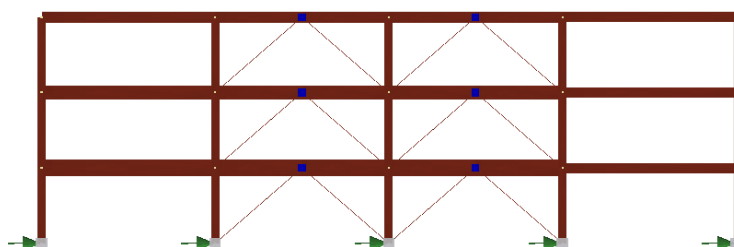


Figura 4.4: Contraventamento com cabos de aço

Nas escoras do dispositivo foi utilizado aço, de secção cheia, com um diâmetro de 9cm . Os cabos de ligas com memória de forma implementados assumem um diâmetro de 5cm . As propriedades da liga, assim como a modelação do dispositivo, são idênticas às descritas no capítulo 3.3. Na figura 4.5 está representada a estrutura com o dispositivo a servir de contraventamento.

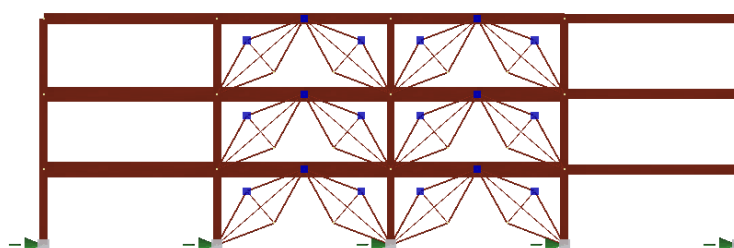


Figura 4.5: Contraventamento com o dispositivo proposto

4.2 Resultados

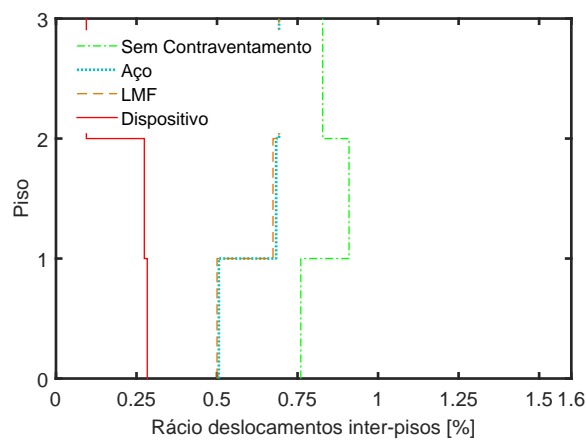
Das análises realizadas, foram retirados os resultados que dizem respeito ao deslocamento relativo entre pisos e deslocamento residual dos três pisos.

Posteriormente, foi calculado o rácio máximo de deslocamentos entre pisos no plano da estrutura (δ^{max}). Nos gráficos apresentados, este rácio e o deslocamento residual são apresentados em percentagem e encontram-se no eixo das abcissas, enquanto que no eixo das ordenadas corresponde o número do piso em questão. Foram colocados os quatro casos (a estrutura simples, contraventamento com os cabos de aço, de ligas com memória de forma e o dispositivo) no mesmo gráfico para melhor comparação dos mesmos.

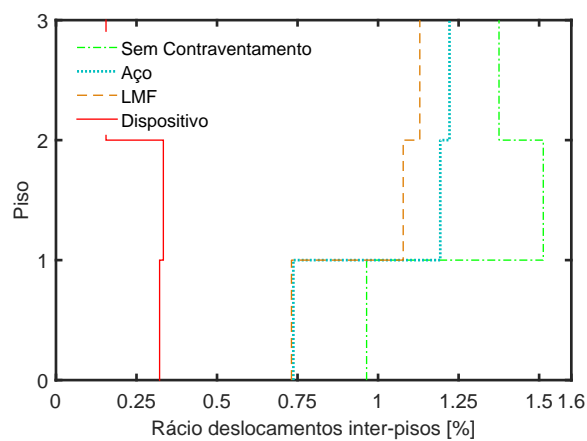
Os resultados correspondentes ao rácio máximo de deslocamento relativo entre pisos, do sismo de Hachinohe, que conta com os multiplicadores de 0.5, 1 e 1.5, podem ser analisados no gráfico da figura 4.6. Nos três multiplicadores, é evidente que com os cabos de aço e ligas a estrutura apresenta rácios menores que a estrutura simples. Os resultados destes dois tipos de contraventamento são bastante próximos um do outro. Quando é implementado o dispositivo proposto a estrutura apresenta resultados bastante favoráveis, destacando-se pela positiva dos outros tipos de contraventamento, reduzindo drasticamente o valor dos deslocamentos entre pisos quando comparado com a estrutura simples. Quando introduzido o acelerograma do sismo de ElCentro, que conta com um pico de aceleração superior ao anterior, a diferença notória que se verificou quando implementado o dispositivo (quando comparado com os outros contraventamentos) já não se regista. No caso mais gravoso deste sismo (multiplicador 1.5), a diferença verificada é mínima perante os cabos de aço no segundo piso da estrutura. De um modo geral, os resultados dos dois cabos continuam a apresentar deslocamentos mais baixos que a estrutura simples, mas sempre com pouca diferença entre eles. No gráfico da figura 4.7, está representado os resultados que dizem respeito ao sismo de ElCentro.

Os rácios de deslocamento inter-pisos do sismo de Kobe são os que alcançam maiores valores, atingindo valores na ordem dos 4% quando se está perante o multiplicador mais gravoso (ver figura 4.8). Quanto ao comportamento do dispositivo em si, percebe-se que este conseguiu diminuir os deslocamentos para mais de metade em todos os pisos em ambos os multiplicadores. No multiplicador de valor unitário, o segundo piso chega perto dos 4%, porém, com o dispositivo o rácio diminui para menos de 1.7%. À semelhança daquilo que aconteceu com o sismo de Hachinohe, também no de Kobe se verifica uma grande diferença dos resultados quando comparados os cabos com o dispositivo. Por sua vez, a diferença entre os valores dos cabos volta a ser diminuta, sucedendo o mesmo com o último sismo analisado (figura 4.9). Os resultados são de um modo geral semelhantes aos anteriormente analisados, verificando-se quase todas as notas apontadas. Quando na estrutura é implementado o dispositivo os valores já não diminuem para metade à semelhança daquilo que acontecia com Kobe, a diminuição é menor.

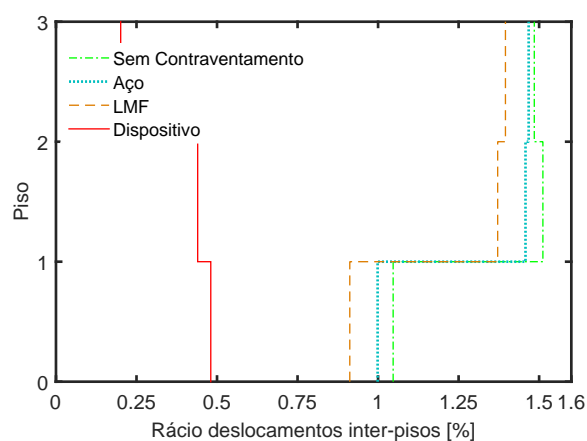
Aquilo que se esperava encontrar nos resultados acabou por acontecer, os deslocamentos entre pisos foram reduzidos significativamente e foi mostrada um melhor desempenho perante os restantes casos simples de contraventamentos usados. No caso do contraventamento com ligas com memória de forma, devido



(a) Multiplicador 0,5

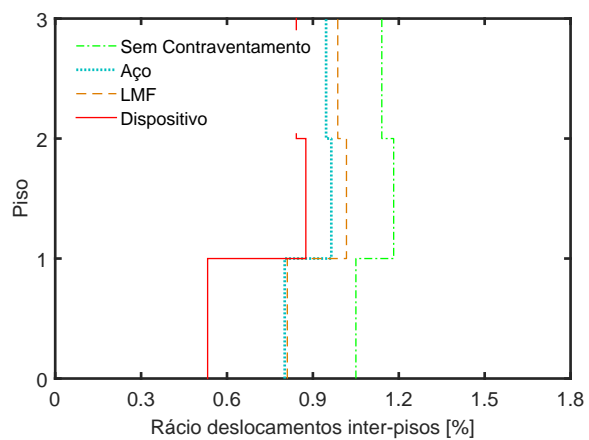


(b) Multiplicador 1

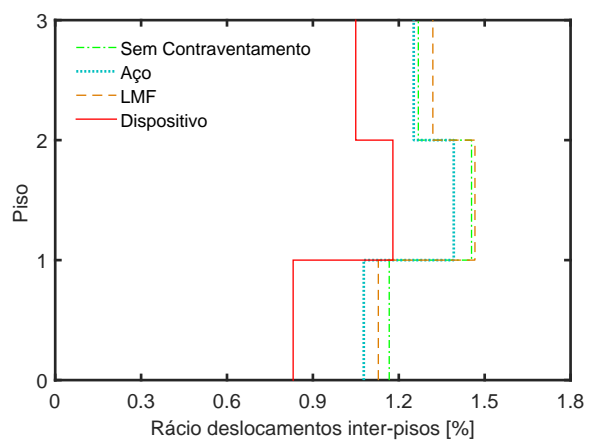


(c) Multiplicador 1,5

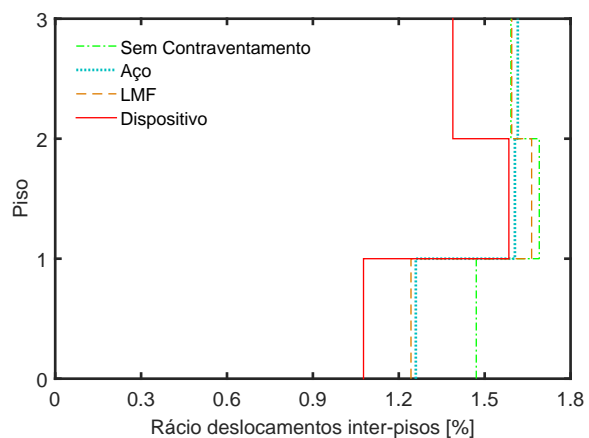
Figura 4.6: Rácio de deslocamentos entre pisos do sismo de Hachinohe



(a) Multiplicador 0,5

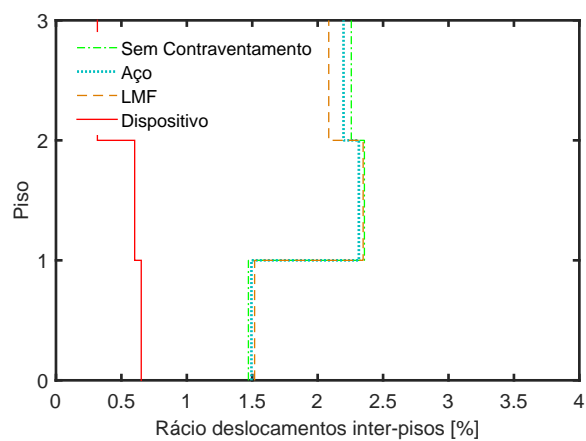


(b) Multiplicador 1

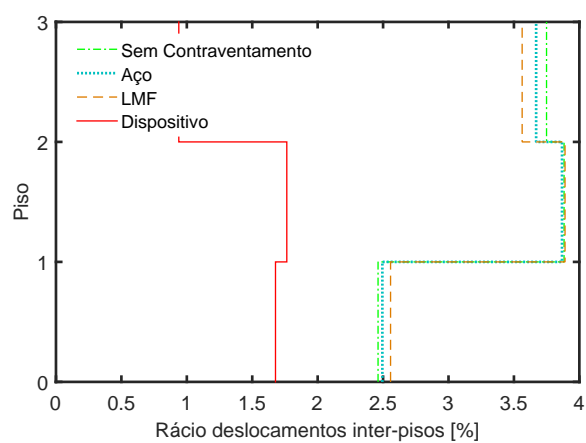


(c) Multiplicador 1,5

Figura 4.7: Rácio de deslocamentos entre pisos do sismo de ElCentro

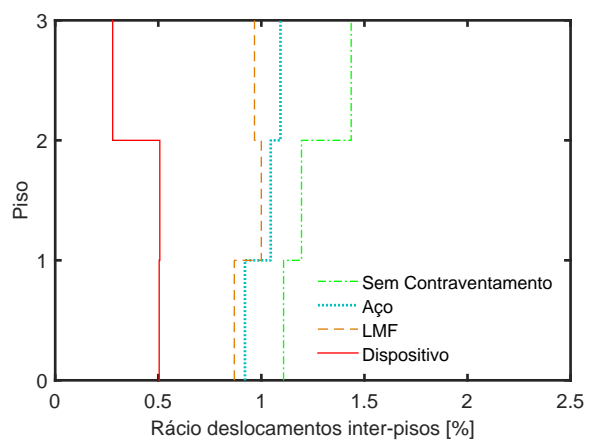


(a) Multiplicador 0,5

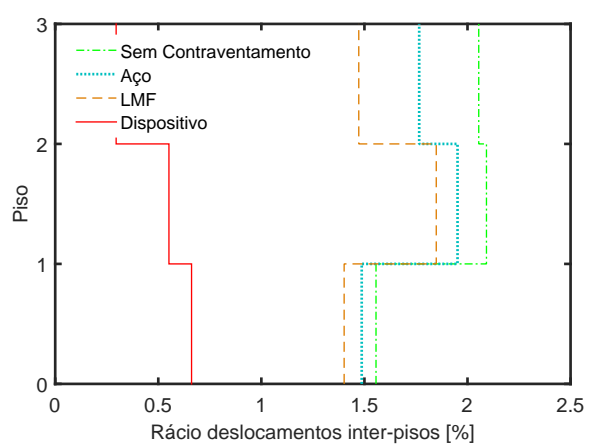


(b) Multiplicador 1

Figura 4.8: Rácio de deslocamentos entre pisos do sismo de Kobe



(a) Multiplicador 0,5



(b) Multiplicador 1

Figura 4.9: Rácio de deslocamentos entre pisos do sismo de Northridge

ao elevado comprimento das mesmas, não foi tirado o máximo proveito das suas propriedades, obtendo resultados, de um modo geral, muito semelhantes aos cabos de aço.

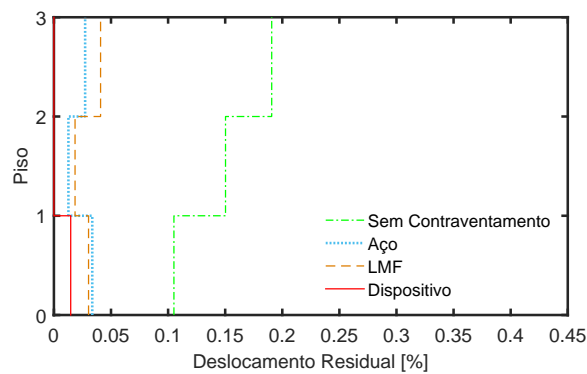
Para melhor interpretação dos resultados obtidos, comparou-se os mesmos com aos valores tabelados no manual técnico Hazus-MH MR5, que apresenta os valores limites para a classificação de dano de uma estrutura [22]. Assim, para uma estrutura semelhante à estudada e utilizando um código de projeto moderado, o dano ligeiro apresenta valores de rácio entre 0.6% – 1%, dano moderado 1% – 2.4%, dano elevado de 2.4% a 6% e acima de 6% dá-se o colapso da estrutura.

Quanto ao primeiro caso analisado, o sismo de Hachinohe, a estrutura sem qualquer contraventamento conta com praticamente em todos os pisos e nos três multiplicadores dano ligeiro. Quando observado os valores obtidos para o dispositivo proposto o dano reduz-se, não ultrapassando os 0.6%, ou seja, não resulta em nenhuns danos significativos para a estrutura. Com o sismo de intensidade superior ElCentro, observa-se danos moderados em todos os pisos e em todos os multiplicadores. Com a aplicação do dispositivo, o dano passa para quase todos os casos para ligeiro, à exceção do multiplicador 1.5, não reduzindo mais que 1.08%, no primeiro piso. O sismo de Kobe, levou a estrutura a sofrer danos graves quando o multiplicador é de valor unitário e danos moderados quando se reduziu o multiplicador para metade. Reduziu-se um nível de dano com a aplicação do dispositivo, ou seja, quando o multiplicador é 0.5, obteve-se dano ligeiro e quando o multiplicador é o dobro o dano baixa para moderado. Menos danos que o sismo anterior registou Northridge, que em ambos os multiplicadores apenas atingiram danos moderados. O dispositivo neste caso, conseguiu diminuir praticamente dois níveis de dano em ambos os multiplicadores, ou seja, registou-se em praticamente todos os pisos nenhum dano significativo.

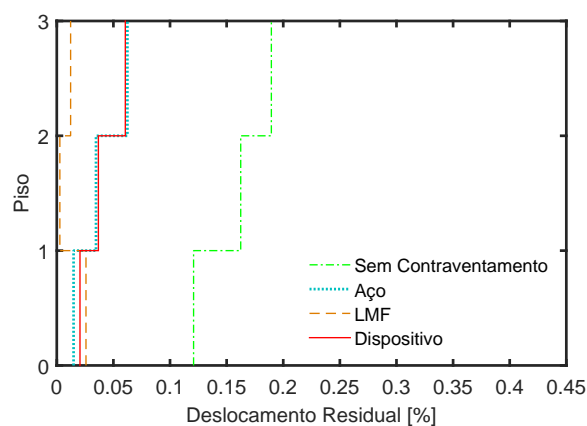
No gráfico da figura 4.10 está representado o deslocamento residual após a atuação do sismo de Hachinohe, ao longo dos três pisos da estrutura. Nos dois últimos multiplicadores analisados, quando comparado com os outros tipos de contraventamento, a estrutura simples apresentou os piores deslocamentos residuais, tal como se esperava. O dispositivo conseguiu de um modo geral, reduzir significativamente os deslocamentos, sendo ultrapassado em apenas alguns pisos pelas ligas com memória de forma. Os resultados do sismo de ElCentro são um pouco diferentes do anterior, tal se pode observar na figura 4.11. Todos os contraventamentos testados proporcionaram comportamentos semelhantes à da estrutura simples, porém, consegue-se perceber que mesmo sendo pouca a diferença, na maioria dos pisos, os deslocamentos residuais quando implementado o dispositivo, são os mais baixos. No terceiro caso analisado, correspondente ao sismo de Kobe (figura 4.12), os cabos de aço e LMF apresentaram resultados bastante próximos, conseguindo melhores deslocamentos residuais que o dispositivo. Por outro lado, pode-se constatar que os valores do deslocamento são muito reduzidos e que a diferença que

o dispositivo tem para com os restantes contraventamentos, acaba por não ter grande significado. O quarto sismo é o de Northridge (figura 4.13) e tem percentagens de deslocamento residual um pouco superiores ao de Kobe. A estrutura mais uma vez, no primeiro e segundo piso dos dois multiplicadores, apresenta os piores deslocamentos. Os resultados a nível dos cabos são semelhantes entre si, sendo que na maioria dos pisos são superiores à estrutura simples. No segundo e terceiro piso, o dispositivo é o que apresenta menores deslocamentos residuais, enquanto que no primeiro piso, são os cabos de LMF a conseguirem alcançar os menores valores.

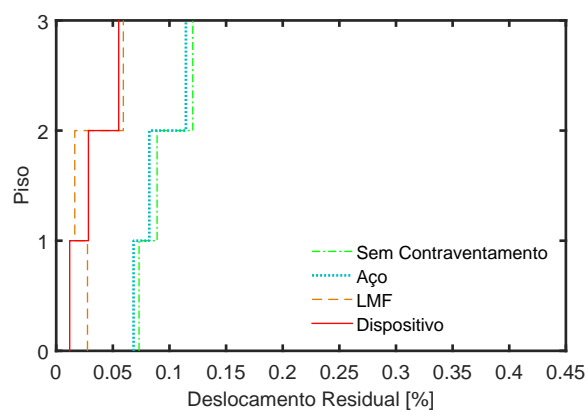
De um modo geral, o dispositivo com as ligas com memória de forma conseguem, na maioria dos casos, reduzir significativamente os deslocamentos residuais ao longo dos pisos, quando comparado não só com a estrutura simples, mas com alguns contraventamentos analisados. Acrescentando os resultados muito positivos obtidos na análise dos deslocamentos entre pisos, percebe-se mais uma vez o potencial deste dispositivo e mais concretamente, o potencial que as ligas com memória de forma apresentam na mitigação da ação sísmica.



(a) Multiplicador 0,5

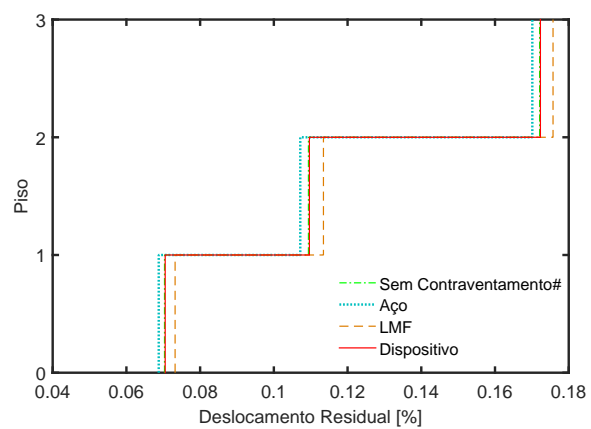


(b) Multiplicador 1

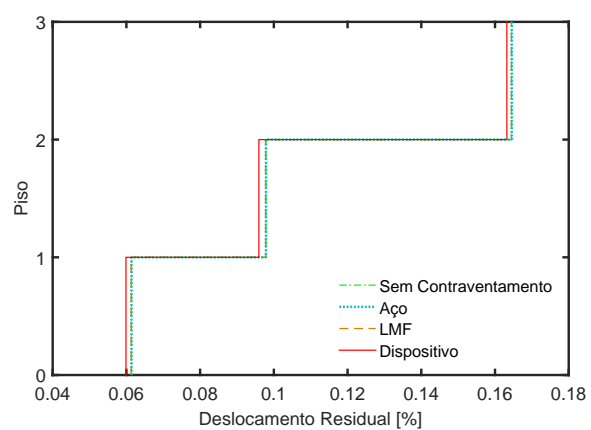


(c) Multiplicador 1,5

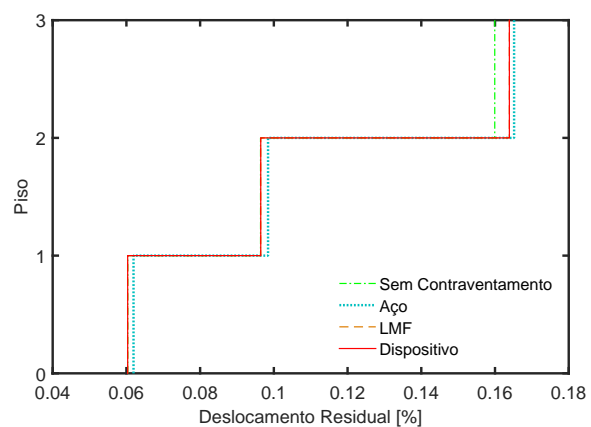
Figura 4.10: Deslocamentos residuais do sismo de Hachinohe



(a) Multiplicador 0,5

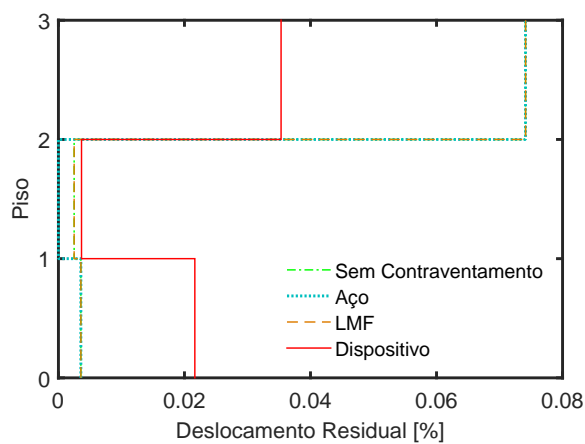


(b) Multiplicador 1

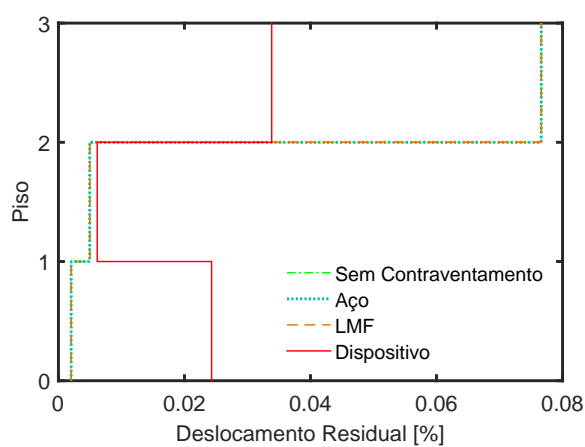


(c) Multiplicador 1,5

Figura 4.11: Deslocamentos residuais do sismo de ElCentro

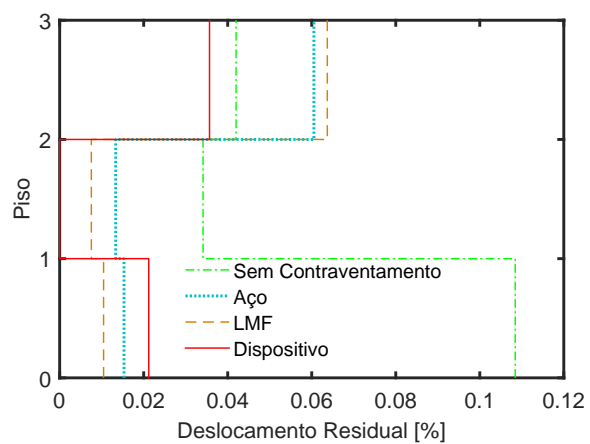


(a) Multiplicador 0,5

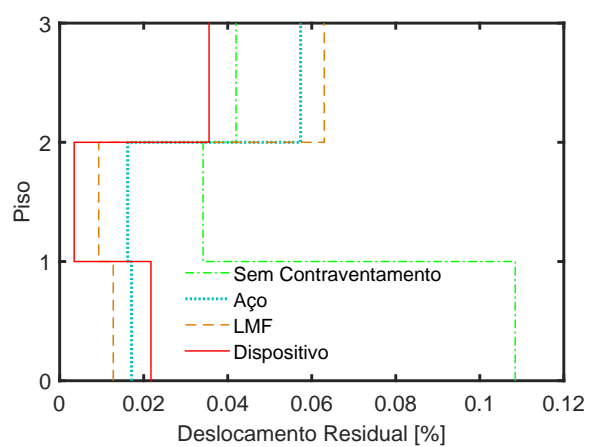


(b) Multiplicador 1

Figura 4.12: Deslocamentos residuais do sismo de Kobe



(a) Multiplicador 0,5



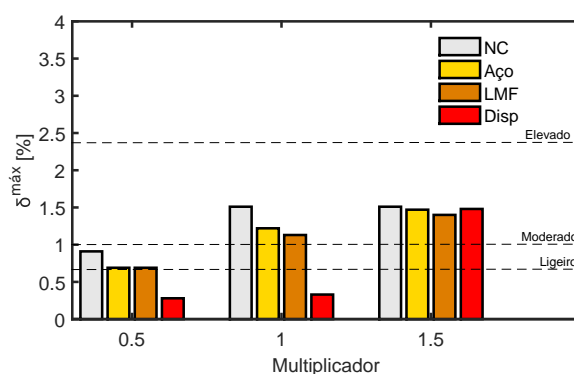
(b) Multiplicador 1

Figura 4.13: Deslocamentos residuais do sismo de Northridge

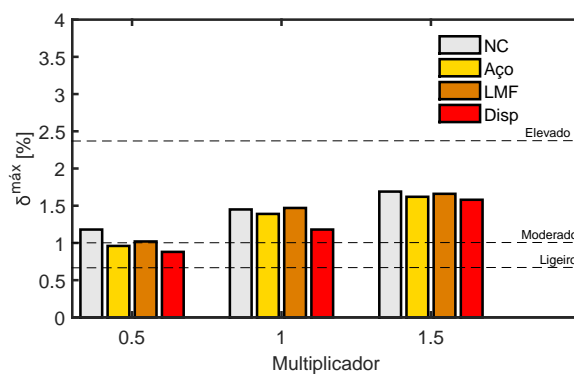
Para uma melhor percepção e análise dos resultados obtidos, foram elaborados gráficos de barras que contêm, para cada acelerograma e multiplicador introduzido, os valores máximos de deslocamento e deslocamentos residuais máximos, em percentagem (figura 4.14 e 4.15). Em todos os gráficos, são apresentados os resultados para a estrutura não contraventada (NC), contraventamento com cabos de Aço (Aço), com as ligas com memória de forma (LMF) e por fim a estrutura com o dispositivo (Disp). No gráfico é marcado a tracejado o valor associado a cada estado de dano (ligeiro, moderado e elevado), referido anteriormente.

O primeiro gráfico corresponde aos resultados do acelerograma de Hachinohe. Relativamente ao máximo deslocamento, pode-se constatar que houve uma pequena redução nos três multiplicadores quando utilizado os dois tipos de cabo (quando comparado com a estrutura simples), porém, quando utilizado o dispositivo, houve uma redução muito significativa nos dois primeiros multiplicadores. No multiplicador de 1.5 obtiveram-se resultados muito semelhantes entre si. No primeiro multiplicador foi possível reduzir um estado de dano com a aplicação do dispositivo, no entanto, no multiplicador de valor unitário, houve uma redução de dois estados de dano, obteve-se então a redução de dano moderado para nenhum dano significativo. Com a implementação do dispositivo na estrutura, foi possível diminuir os deslocamentos residuais máximos, quando comparado com a estrutura sem contraventamento, principalmente nos dois primeiros multiplicadores. Observando os deslocamentos máximos quando introduzido o sismo de ElCentro, foi possível visualizar uma diminuição dos valores dos mesmos, quando utilizado o dispositivo como meio de contraventamento. O dispositivo conseguiu reduzir um nível de dano, assim como os restantes tipos de contraventamentos. Neste caso, a diferença para os restantes métodos não foi tão significativa como o caso anterior, principalmente quando se analisa o gráfico que apresenta os deslocamentos máximos residuais, em todos os multiplicadores registaram-se resultados muito semelhantes.

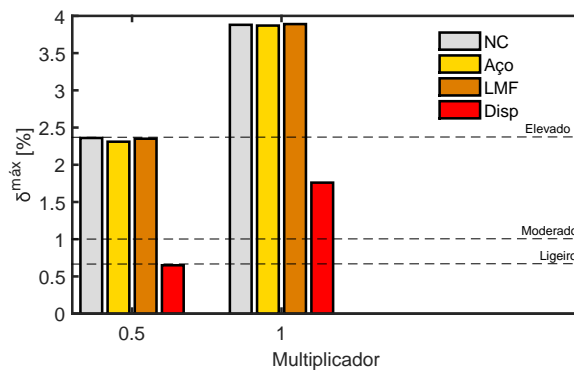
Nos acelerogramas de Kobe e Northridge, de maior intensidade, o dispositivo registou resultados muito positivos, houve uma redução dos deslocamentos máximos de aproximadamente 2% e 1,5%, respetivamente. É de notar, que os métodos de contraventamento alternativos não conseguiram que se obtivesse uma diminuição tão elevada como o dispositivo, este, conseguiu uma redução de dois níveis de dano no primeiro multiplicador e uma redução de um nível de dano no multiplicador 1.0. Embora que os valores de deslocamento residuais máximos fossem reduzidos, o dispositivo conseguiu uma diminuição para cerca de metade, quando comparado com a estrutura simples.



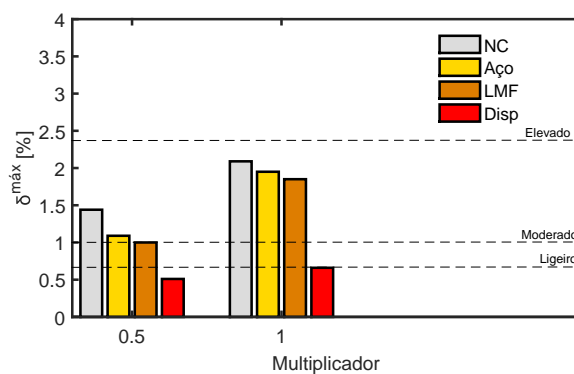
(a) Acelerograma Hachinohe



(b) Acelerograma ElCentro

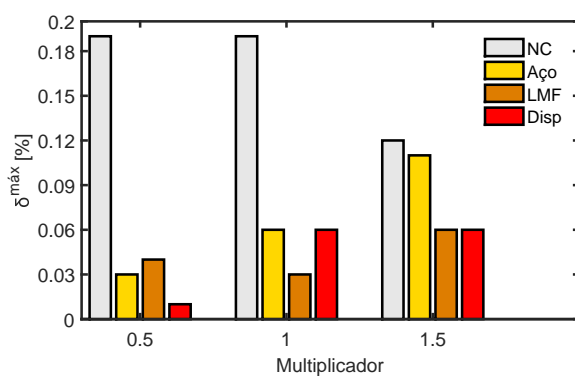


(c) Acelerograma Kobe

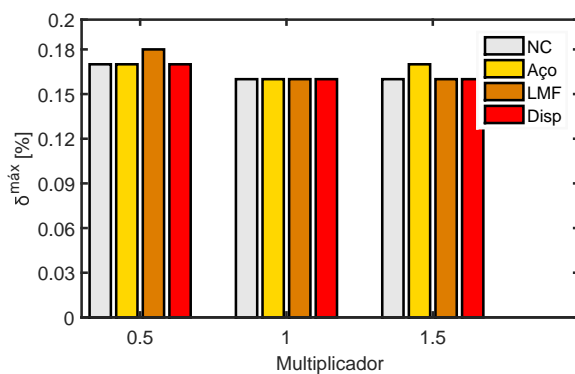


(d) Acelerograma Northridge

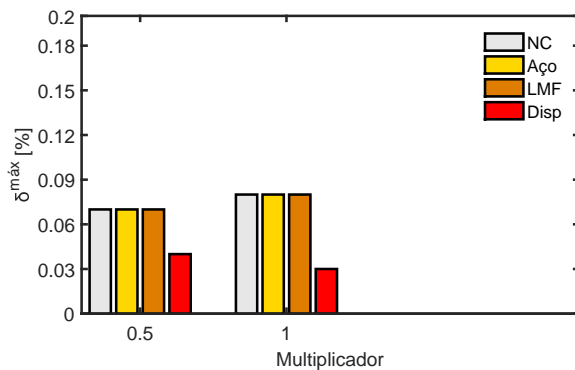
Figura 4.14: Deslocamentos máximos dos quatro acelerogramas



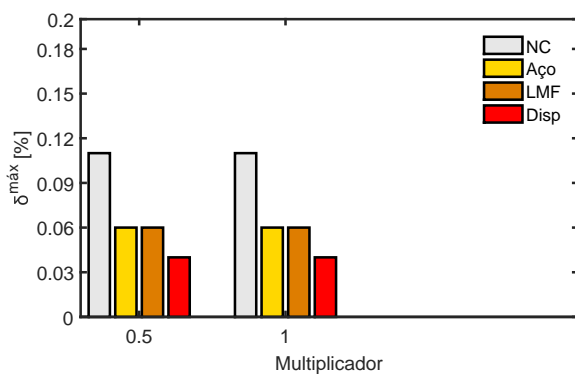
(a) Acelerograma Hachinohe



(b) Acelerograma ElCentro



(c) Acelerograma Kobe



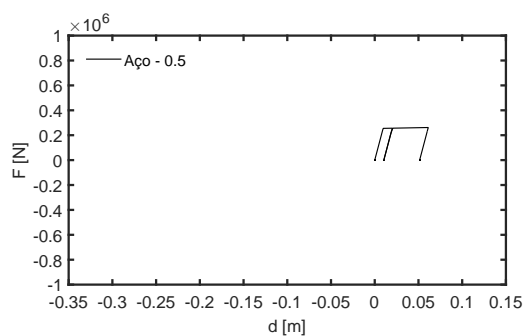
(d) Acelerograma Northridge

Figura 4.15: Deslocamentos máximos residuais dos quatro acelerogramas

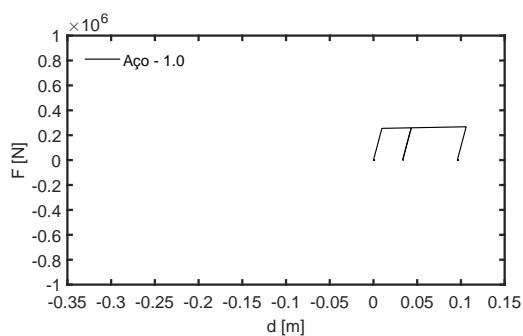
Para análise dos ciclos histeréticos dos dispositivos, foram escolhidos os sismos mais gravosos, Kobe e Northridge e são apresentados nas figuras 4.16 e 4.17, respetivamente. Todos os gráficos correspondem ao comportamento do primeiro contraventamento, que se localiza no primeiro piso, no primeiro pórtico, utilizado em cada análise. Os gráficos estão representados em termos de força versus deslocamento das duas ligas do dispositivo. Assim, nos dois grupos de gráficos apresentados, é possível ver o comportamento do aço, das LMF e do dispositivo, nos dois multiplicadores usados. É de notar, que os valores positivos correspondem à tração do dispositivo e os valores negativos à compressão. Assim, apenas o dispositivo com as ligas com memória de forma apresenta valores negativos, que é o efeito das ligas horizontais do dispositivo. Quando se observa os resultados do aço nos dois acelerogramas, percebe-se que existe uma grande deformação residual nos dois multiplicadores. Este facto já era esperado, na medida em que o aço apenas consegue atingir extensões de cerca de 2%.

Com a utilização dos cabos de ligas com memória de forma, não só é possível obter valores de força mais altos que os cabos de aço, como também se evita a obtenção de deslocamentos residuais. Quando comparado estes cabos de LMF com o dispositivo, verifica-se um aproveitamento muito maior das ligas. Comparando os gráficos 4.16c) e 4.16e), consegue-se obter extensões maiores quando utilizado o dispositivo, porém, quando o multiplicador é unitário, esta diferença é muito superior (figura 4.16d) e 4.16f)), aproveitando quase na totalidade a propriedade de superelasticidade da liga. Note-se que esta diferença é perceptível de igual modo para ambos os acelerogramas. Na figura 4.17c) a liga não entra no regime pretendido, porém, com a utilização do dispositivo (figura 4.17e)) já há um aproveitamento da liga.

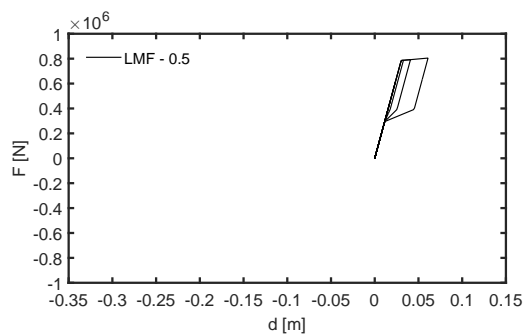
Em suma, com a apresentação destes resultados, confirma-se que o dispositivo consegue fazer um melhor aproveitamento das ligas com memória de forma e da sua propriedade de superelasticidade. Este aproveitamento, reflete-se claramente em melhorias nos danos que a estrutura apresentou, reduzindo na maioria dos casos, dois níveis de dano.



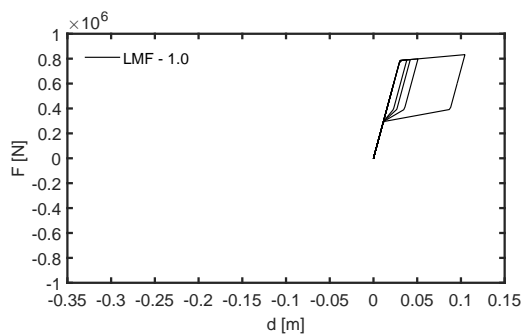
(a) Aço com multiplicador 0.5



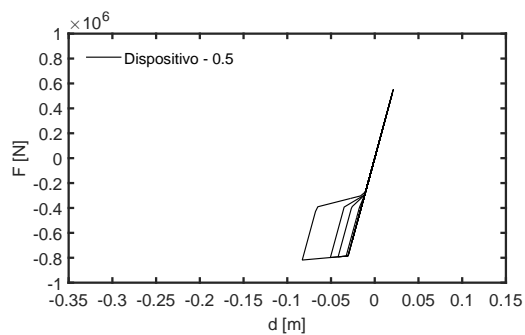
(b) Aço com multiplicador 1.0



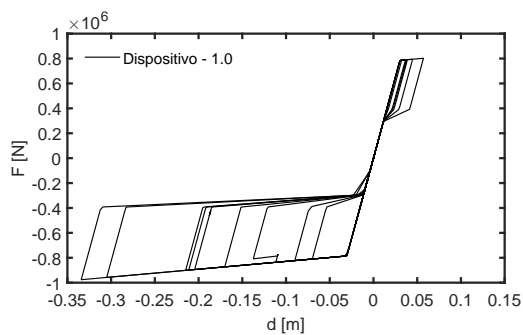
(c) LMF com multiplicador 0.5



(d) LMF com multiplicador 1.0

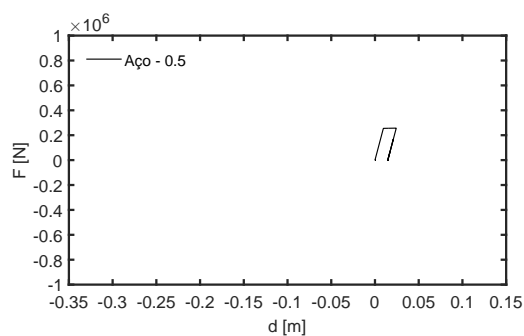


(e) Dispositivo com multiplicador 0.5

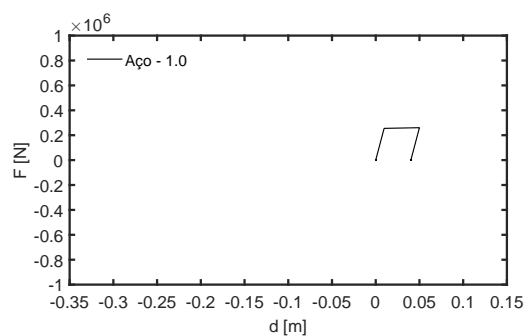


(f) Dispositivo com multiplicador 1.0

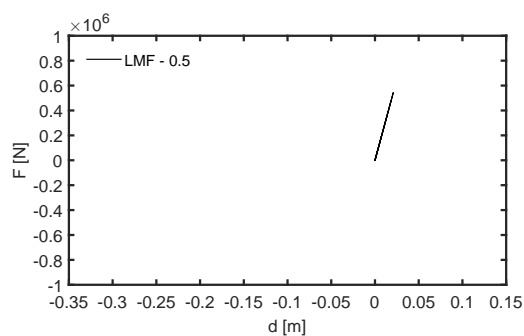
Figura 4.16: Ciclo histerético dos diferentes tipos de contraventamento do sismo de Kobe



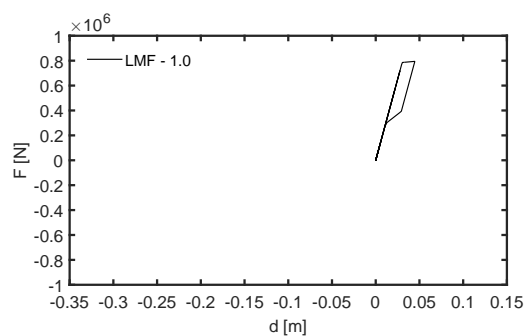
(a) Aço com multiplicador 0.5



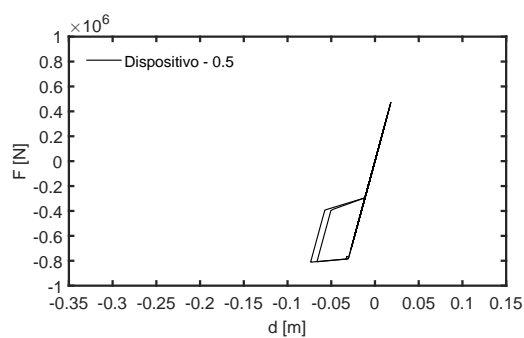
(b) Aço com multiplicador 1.0



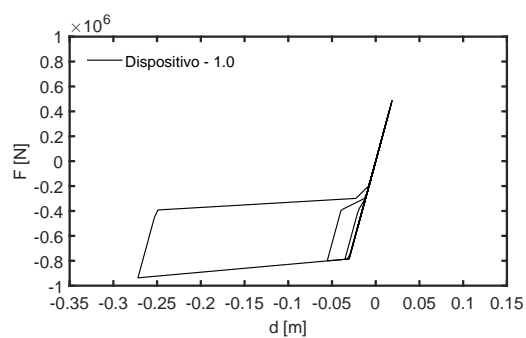
(c) LMF com multiplicador 0.5



(d) LMF com multiplicador 1.0



(e) Dispositivo com multiplicador 0.5



(f) Dispositivo com multiplicador 1.0

Figura 4.17: Ciclo histerético dos diferentes tipos de contraventamento do sismo de Northridge

Capítulo 5

Análise do Dispositivo a Três Dimensões

Com resultados muito satisfatórios no capítulo anterior, procura-se neste capítulo, através de uma análise a três dimensões, elaborar curvas de fragilidade, que demonstrem o comportamento de uma estrutura com e sem o dispositivo.

5.1 Descrição da Estrutura

No Japão em 2007, foi aberto um concurso aos investigadores da área, em que o objetivo dos participantes era tentar prever o comportamento de uma determinada estrutura, sujeita a dois ensaios, numa mesa sísmica. Os participantes tinham que utilizar o programa de cálculo SeismoStruct para modelar a estrutura e prever determinados resultados respetivos à estrutura real. A modelação poderia diferir inicialmente em alguns parâmetros, como por exemplo a discretização da massa ou o amortecimento introduzido. O sismo adotado foi o de Kobe, devidamente escalado. O primeiro ensaio não levou a estrutura ao colapso, servindo apenas para revelar alguns parâmetros. O ensaio final levou mesmo a estrutura ao colapso [1].

A estrutura em si, contou com quatro pisos registando no total 15.275 metros de altura, sendo que cada piso tem 3.5 metros. Em planta, a estrutura apresenta dimensões de 10 metros por 6 metros. O maior lado é dividido em dois pórticos de 5 metros cada um. Do primeiro ao terceiro piso existe uma laje com 0.175m de espessura e no último piso a espessura é de 0.15m. Os pilares em aço da estrutura são de secção quadrada de 0.3m de lado. Todas as vigas são mistas com perfil em I, variando a sua geometria ao longo da altura da estrutura. Uma fotografia do ensaio realizado pode ser visualizado na figura 5.1.

Na figura 5.2 está representado a comparação dos resultados do modelo teórico utilizado com o modelo experimental. A figura mostra uma aproximação muito boa ao ensaio físico em termos de deslocamento máximos relativos e força basal. O traço azul representa os resultados do ensaio experimental e os restantes os conseguidos no programa de cálculo SeismoStruct. É de notar, que existe dois



Figura 5.1: Estrutura levada a ensaio na mesa sísmica [1]

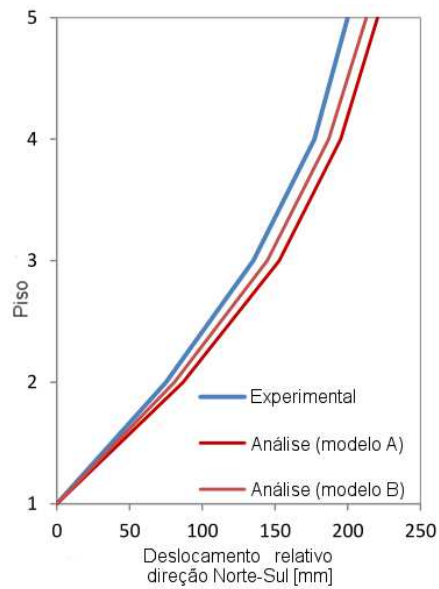
modelos representados, o modelo B é idêntico ao A, com a diferença que este é mais discretizado que o A, ou seja, os elementos encontram-se divididos ao longo do seu comprimento. Os gráficos a) e b) dizem respeito ao deslocamento máximo relativo em X e Y e o c) e d) à máxima força basal por piso também segundo X e Y (representado na figura por Norte-Sul e Este-Oeste). Observando os gráficos nota-se uma grande proximidade de todos os resultados ao longo de todos os pisos, sendo que segundo a direção este-oeste a diferença é quase nula no caso do máximo deslocamento.

Todas as análises do presente capítulo foram realizadas com base no modelo A, a diferença não é evidente de tal modo que justifique uma discretização mais refinada.

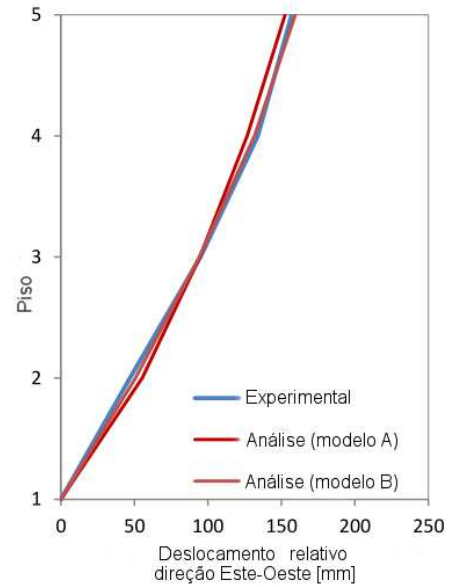
5.2 Características do Modelo

5.2.1 Acelerogramas Usados

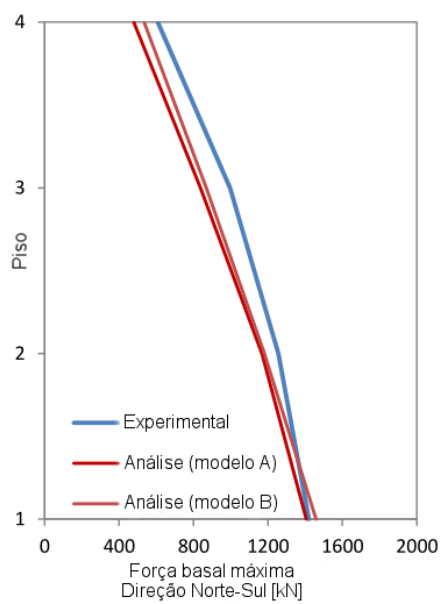
Foram considerados dois cenários sísmicos distintos nesta dissertação com o intuito de analisar a vulnerabilidade sísmica e danos provocados pela carga sísmica, representando ocorrências prováveis que afetam a região de Faro. Os dois cenários considerados dizem respeito à falha de Marquês de Pombal (MPF) e à falha de Horse (HF), ambas localizadas no oceano atlântico (no cabo de São Vicente), associadas a fortes sismos. A geração dos acelerogramas foi conseguida utilizando o programa RSSIM [3], desenvolvido pelo LNEC (Laboratório de Engenharia Civil). Os sismos foram gerados variando a direção de rotura (NS, SN e aleatório) ao longo das falhas e assumindo uma magnitude de M7.2 e M7.5 para a falha MPF e M7.8 para a falha HF. Todos os acelerogramas têm durações diferentes, assim como várias acelerações máximas. Foi gerado um



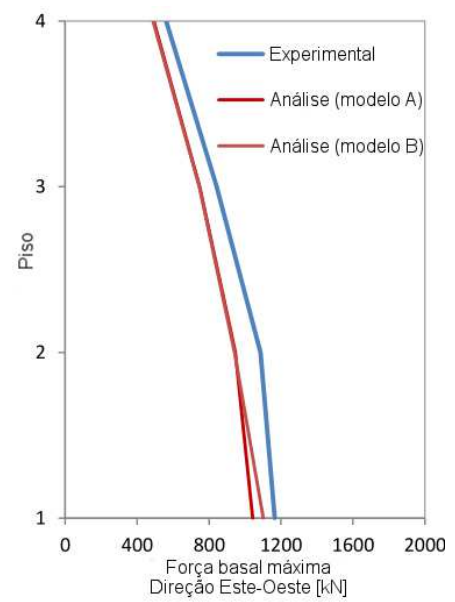
(a)



(b)



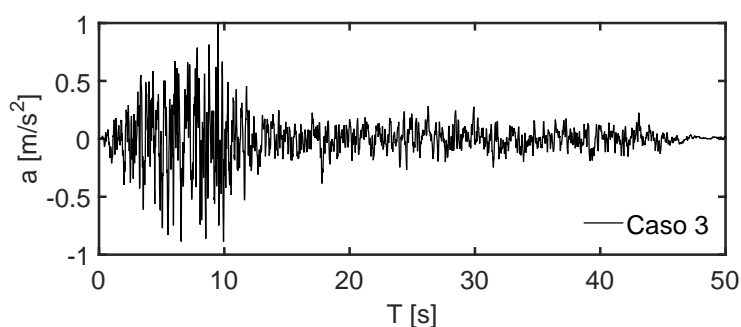
(c)



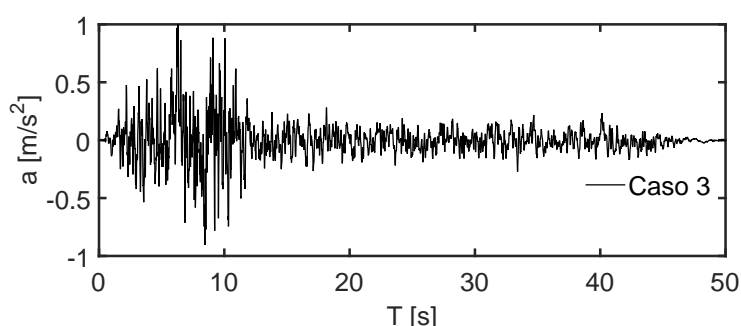
(d)

Figura 5.2: Comparação de resultados dos modelos teóricos

total de noventa acelerogramas diferentes e escolhidos oitenta. Dos oitenta casos, quarenta eram segundo a direção X e os restantes segundo a direção Y. Todos foram antecipadamente escalados. Importa ainda referir, que foi tido o cuidado de os sismos escolhidos em X e Y serem bastante próximos e com o mesmo tempo. A figura 5.3 é um exemplo de um dos acelerogramas introduzidos, dizendo respeito ao caso 3 (dos 40 criados). Note-se que o gráfico a) foi introduzido na direção X e o b) na direção Y. O intervalo de tempo adotado no programa de cálculo é de $0.01s$.



(a) Acelerograma introduzido segundo a direção X



(b) Acelerograma introduzido segundo a direção Y

Figura 5.3: Acelerogramas introduzidos segundo X e Y no caso 3

Para que seja efetuada uma análise com aceleração incremental, é necessário realizar várias análises dinâmicas, sempre com o mesmo acelerograma, com aumento da aceleração do mesmo. No programa SeismoStruct, é necessário colocar os multiplicadores de aceleração que se deseja. Como se multiplica pelo valor unitário (sismos escalados), o multiplicador é o pico de aceleração do acelerograma (denominado PGA). Em todas as análises efetuadas, foi utilizado o valor de $0.1g$ como multiplicador inicial e acréscimos de $0.1g$ para as análises dinâmicas seguintes, até que se atinja o colapso da estrutura.

5.2.2 Propriedades dos Materiais

No modelo foram introduzidos um certo número de parâmetros-chave, cujos valores, de acordo com [40], são assumidos para ter uma distribuição probabilística. São necessários os seguintes parâmetros introduzir no programa de cálculo, quer para o aço das vigas, quer para o aço dos pilares: módulo

de elasticidade, tensão de cedência, tensão de rotura, coeficiente de poisson e extensão de rotura. Para o betão das vigas, apenas foi gerado o peso específico. Para todos os parâmetros são usadas distribuições normais. Um maior detalhe sobre estas propriedades, pode ser encontrada na tabela 5.1. Quando se procede à geração das mesmas, é necessário ter em consideração a correlação que existe entre ambas. Através do Probabilistic Model Code Parte 3 [40], foi retirada a matriz de correlação dos parâmetros do aço (tabela 5.2).

Tabela 5.1: Média e desvio padrão das propriedades utilizadas

Parâmetro	Unidades	Média	Desvio Padrão
Pilares - F_y	MPa	380	26,5
Pilares - F_u	MPa	425,361	17,014
Pilares - ε_u	%	23,421	1,405
Vigas - F_y	MPa	300	21
Vigas - F_u	Mpa	438,841	17,554
Vigas - ε_u	%	24,954	1,497
E	GPa	200	0,6
ν	-	0,3	0,009
Betão - γ	kN/m ³	24	0,96

Tabela 5.2: Correlação dos parâmetros do aço

	F_y	F_u	E	ν	ε_u
F_y	1	0.75	0	0	-0.45
F_u		1	0	0	-0.60
E			1	0	0
ν				1	0
ε_u					1

Na figura 5.4, 5.5 e 5.6 estão representados o número de amostras correspondentes a cada valor gerado para o aço dos pilares, vigas e peso específico do betão, respetivamente. No mesmo gráfico, ainda é representada a linha de distribuição associada à média e desvio padrão de cada uma das propriedades. Importa ainda referir, que é necessário calcular o parâmetro μ para inserir no programa de cálculo. Este é calculado através da seguinte razão: E_{sp}/E , em que E é o módulo de elasticidade gerado anteriormente e E_{sp} é dado pela seguinte expressão: $(F_u - F_y)/(\varepsilon_u - F_y/E)$. Em relação ao modelo utilizado para cada material foi adotado para o aço o modelo bilinear (stl_bl no programa) e para o betão o modelo não linear de Mander (con_ma). Para as ligas com memória de forma, que será explicado a sua modelação no subcapítulo seguinte, o modelo da superelasticidade das mesmas (se_sma).

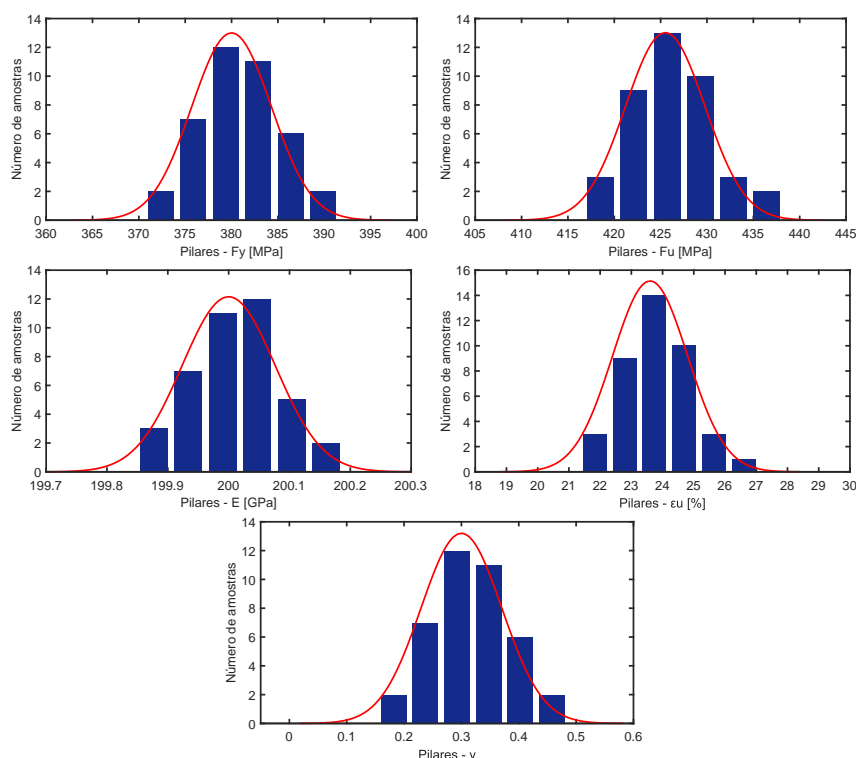


Figura 5.4: Propriedades geradas dos pilares

5.2.3 Tipos de Elementos Adotados

No programa utilizado foi adotado, para o aço, o mesmo tipo de elemento usado na análise plana da presente dissertação, ou seja, no SeismoStruct tem o nome de Inelastic force-based frame element (infrmFB). Foram escolhidas 4 secções de integração e 100 fibras de secção. Foi utilizado o tipo truss exclusivamente para as ligas com memória de forma com 100 fibras de secção.

5.2.4 Modelação do Dispositivo

Na análise plana descrita anteriormente na tese, quer para o aço ou para as ligas, foi utilizado o tipo de elemento truss. Este elemento, cria rótulas nas extremidades de cada elemento, impossibilitando que haja qualquer outro tipo de esforço no mesmo que não seja esforço axial. Para o caso da análise plana, este elemento funciona perfeitamente, porém, quando aplicado da mesma forma em três dimensões é necessário que haja restrições nas extremidades do aço (bloquear rotações), para que o dispositivo assuma o comportamento desejado, tal não é possível restringir neste tipo de elemento, sendo que o programa assume sempre rótulas. Foi adotado então para o aço o mesmo tipo de elemento que para o restante aço dos pilares e vigas (infrmFB). Para que o papel das

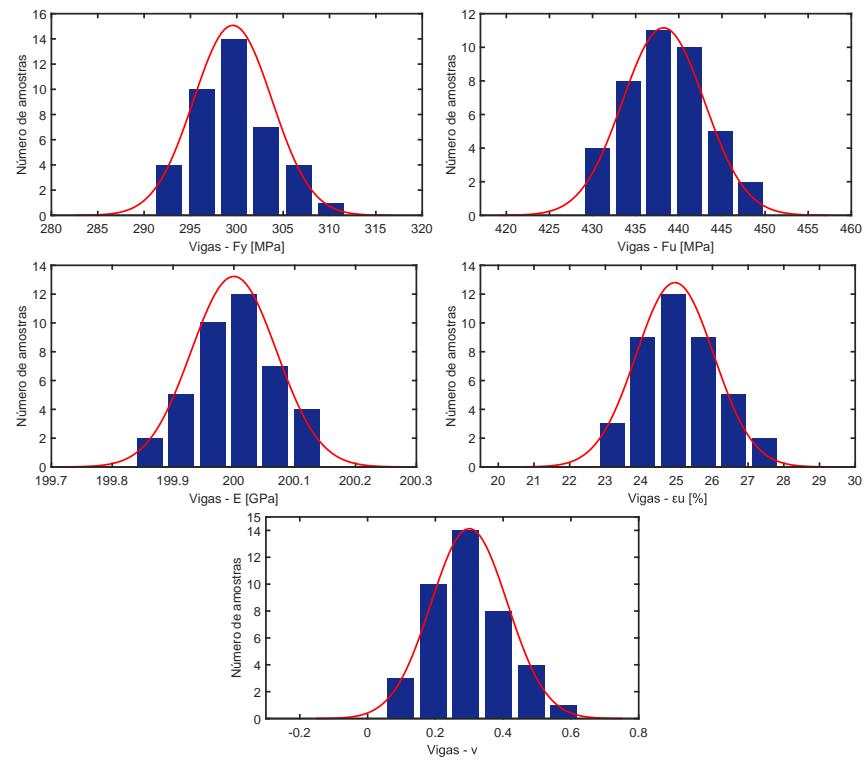


Figura 5.5: Propriedades geradas das vigas

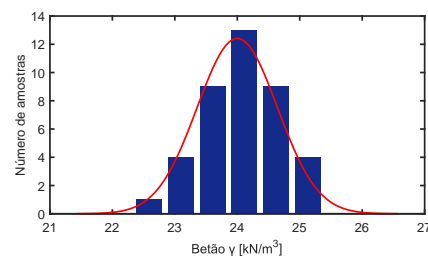


Figura 5.6: Amostras de peso específico do betão

escoras seja cumprido (apenas transmitir esforços para as ligas), é necessário libertar os esforços de momento e torção segundo o eixo correto. Criadas as mesmas condições proporcionadas pelo elemento truss, foi necessário definir todas restrições necessárias. Foi removido então as rotações fora do plano de funcionamento do dispositivo. É importante destacar que os elementos Link utilizados na modelação plana mantiveram-se de igual modo no modelo tridimensional.

O pico de aceleração dos sismos que ocorrem situa-se entre os valores de $0.1g$ e $0.3g$. Com base neste intervalo, e realizando várias análises, foi adotado uma secção para as ligas de tal forma que fosse aproveitado o efeito de superelasticidade nesse mesmo intervalo. Assim, foi escolhido o valor de $1cm$ de diâmetro para as ligas de secção cheia. Quanto à secção do aço das escoras foi adotado $19.3cm$ de secção vazia com espessura de $8mm$. Em contraste com aquilo que aconteceu na modelação a duas dimensões, não foi escolhida secção cheia, para que o fator peso tivesse menos influência possível. O valor do diâmetro do aço foi escolhido com o propósito da encurvadura não ter qualquer influência nos resultados.

Na figura 5.7 está representada a vista frontal e em perspetiva da estrutura. Note-se que a azul está representado os links usados para que as ligas consigam ter o comportamento de cabos. As setas a verde correspondem aos acelerogramas introduzidos em X e em Y. Na vista em perspetiva é perceptível também as lajes a cinzento transparente. Não é visível na figura, mas os pilares estão encastrados em todas as direções. Estando criadas todas as condições e definidas todas as propriedades corretamente, procedeu-se assim às oitenta análises dinâmicas incrementais.

5.3 Análises com Aceleração Incremental

As análises dinâmicas têm como objetivo aferir o comportamento estrutural face a uma determinada ação. Nos últimos anos, têm vindo a ser realizadas outros tipos de análises às estruturas. As análises dinâmicas com incrementos de aceleração é um exemplo dessas análises e que vai ser aplicado nesta dissertação. A análise efetuada pretende comparar a estrutura referida atrás sem qualquer tipo de contraventamento e com o dispositivo de ligas com memória de forma, utilizando para isso curvas de fragilidade.

As análises com incrementos de aceleração [42] é um método usado para estimar a resposta não linear de uma estrutura sujeita a uma ação sísmica. Para realizar uma análise deste tipo, o modelo é submetido a uma série de análises dinâmicas de aceleração incremental. No presente caso, o pico de aceleração de cada acelerograma começa com um valor baixo de $0.1g$ e sofre um incremento de $0.1g$ a $0.1g$ até a estrutura ser levada ao colapso.

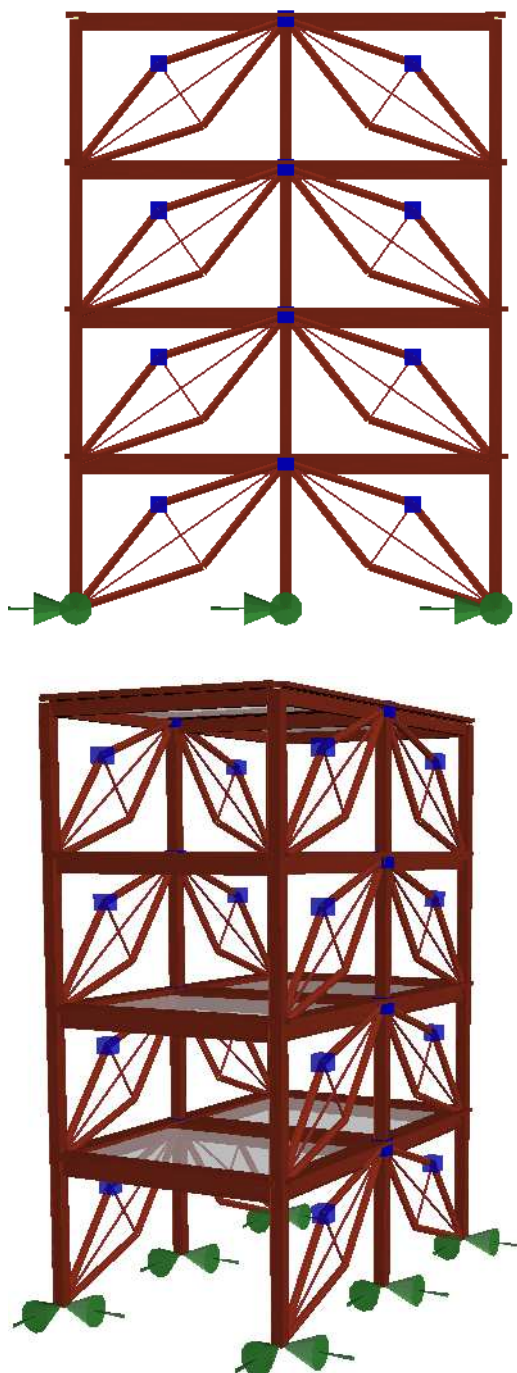


Figura 5.7: Vista do modelo em vista frontal e perspectiva

5.4 Resultados

5.4.1 Curvas da Análise Dinâmica de Aceleração Incremental

Depois de corridas as oitenta análises (quarenta sem contraventamento e quarenta com o dispositivo) foram elaborados gráficos para analisar o comportamento da estrutura. Os gráficos criados foram em função do deslocamento máximo no topo da estrutura e da força basal máxima na direção em X, segundo o contraventamento aplicado, e direção Y de todos os valores de PGA que a estrutura resiste. O programa utilizado já representa o gráfico numa direção automaticamente, porém, na outra direção é necessário retirar os valores e descobrir o máximo quer do deslocamento, quer da força basal, em todos os valores de PGA.

Na figura 5.8 estão representadas todas as curvas dizendo respeito aos quarenta casos realizados para a estrutura sem o dispositivo. O gráfico superior corresponde à direção X e o inferior à direção em Y. A mesma posição tem os gráficos apresentados na figura 5.9 que correspondem aos mesmos casos mas com o dispositivo implementado na estrutura.

A primeira observação que se pode efetuar, é a semelhança dos resultados que se verifica nas duas direções com a estrutura sem dispositivo. Consegue-se perceber que na direção oposta àquela que irá ser implementado o dispositivo, consegue alcançar na maioria dos casos, deslocamentos superiores à direção X. É perceptível que em Y a estrutura atinge *25cm* com mais casos que em X, e observando a *20cm* a diferença ainda é maior. Por outro lado, na direção X, a estrutura consegue atingir valores ligeiramente superiores de força basal que na direção oposta.

Quando se compara os dois resultados (sem o dispositivo e a estrutura com o dispositivo) percebe-se que na direção X houve uma diminuição da maior parte dos casos quanto ao deslocamento máximo no topo, por sua vez, existe um grande aumento da força basal máxima, atingindo mesmo o dobro em alguns casos. Na mesma direção também é perceptível na parte inicial da curva um aumento significativo dessa mesma força, traduzindo aquilo que era inicialmente pretendido, uma melhoria principalmente na zona de acelerações que os sismos ocorrem (entre 0.1g até 0.3g). A implementação do dispositivo também gerou melhorias na direção em Y, aumentando o máximo deslocamento alcançado assim como a força basal máxima.

Para uma melhor percepção do efeito do dispositivo quanto aos danos na estrutura, foram realizadas curvas de capacidade, com as curvas atrás obtidas. Com o resultado final é possível identificar a probabilidade que a estrutura tem de apresentar um determinado dano, com o sismo de um determinado PGA.

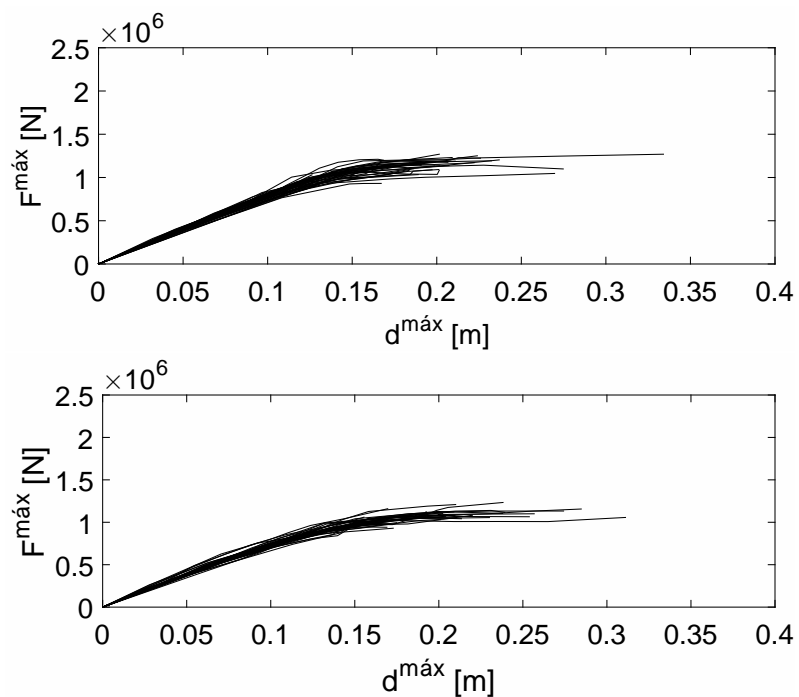


Figura 5.8: Curvas resultantes das análises incrementais da estrutura sem contraventamento

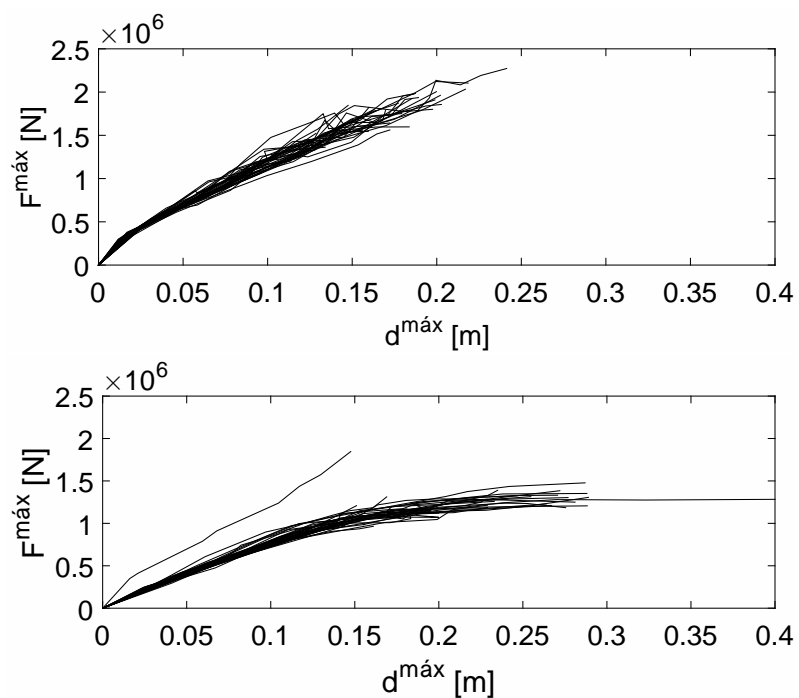


Figura 5.9: Curvas resultantes das análises incrementais da estrutura com contraventamento

5.4.2 Curvas de Fragilidade

Existem diversos modos de quantificar o dano de uma estrutura com base nas curvas atrás apresentadas. O método usado na presente dissertação é a bilinearização das curvas. Este método, consiste em gerar uma reta horizontal a começar no final da curva (de um determinado caso), com encontro de outra reta que tem partida na origem do referencial. Na figura 5.10 está representada a curva do caso 25 a preto. A vermelho, estão traçadas as retas referidas atrás, de tal maneira, que a área representada a azul seja igual à área representada a verde. Para definição dos valores de deslocamento associados ao dano são representadas quatro siglas: d1, d2, d3 e d4. A sigla d1 diz respeito ao dano leve, d2 moderado, d3 dano elevado e d4 o colapso. A sigla d4 é o ponto encontrado no final da curva, ou seja, o ponto a que colapsou a estrutura, já o valor de d2 é encontrado segundo o ponto de encontro das duas retas. Os restantes valores são calculados a partir dos anteriores. Assim d1 e d2 são calculados através das seguintes expressões respetivamente: $d1 = 0.7 \times d2$, $d3 = d2 + (0.2 \times (d4 - d2))$. Importa referir que a figura 5.10 é ilustrativa, não sendo o caso real. Para o cálculo automático de cada curva foi usado um programa no matlab.

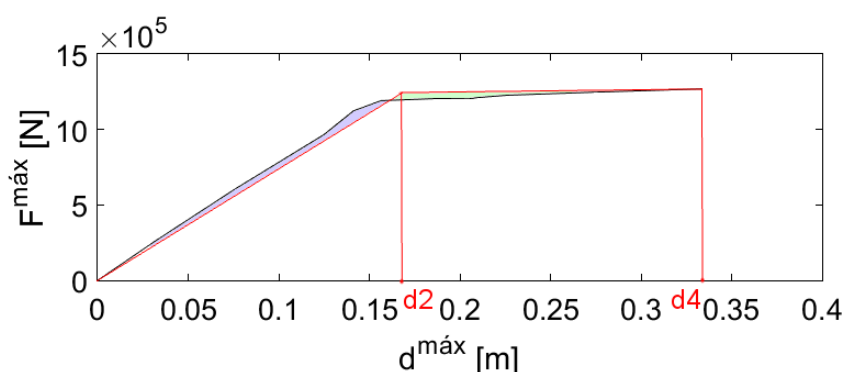


Figura 5.10: Bilinearização da curva do Caso 25

Descoberto os deslocamentos associados a cada dano em X e Y da totalidade das curvas, foi necessário construir uma tabela que reúne os danos associados a cada valor de PGA, de cada curva. Tendo em conta as duas direções, foi retirado o número de danos associados a cada PGA dos quarenta casos. Sabendo quantos casos existem com um determinado dano, num determinado PGA, foi feita a razão pelo número total de casos. Para obter as curvas de capacidade foi obtido a média e desvio padrão para o PGA que ocorre 50% de cada um dos danos (d1, d2, d3 e d4). Feita uma distribuição normal, foi então elaborado o gráfico da figura 5.11 e 5.12 para a estrutura não contraventada e com o dispositivo, respetivamente. A vermelho está representado o dano d4 (colapso) a laranja o dano elevado, a amarelo o dano moderado e a verde o dano leve.

Os gráficos estão representados PGA versus probabilidade, em que a probabilidade não está em percentagem. Os gráficos são interpretados do seguinte modo, por exemplo, para o caso em que a estrutura não tem dispositivo,

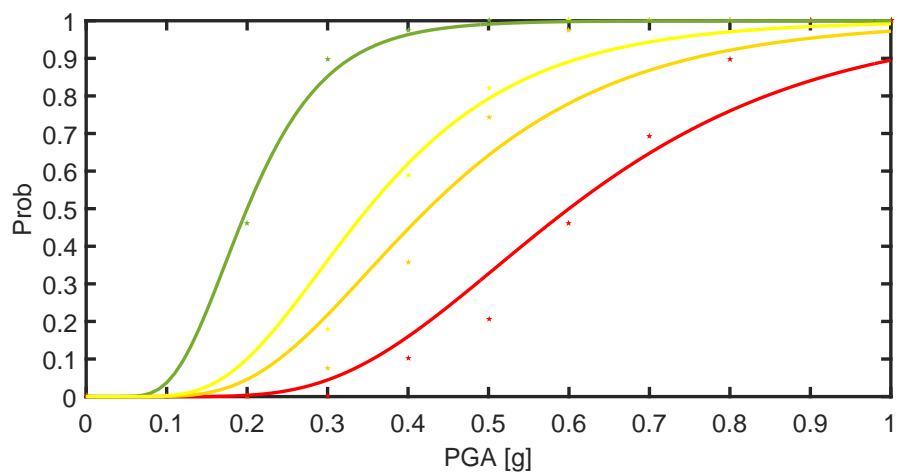


Figura 5.11: Curva de fragilidade sem contraventamento

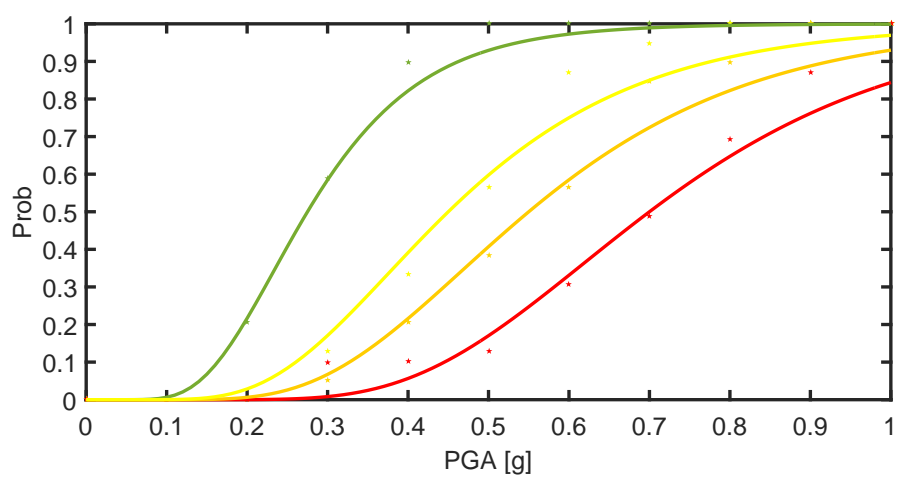


Figura 5.12: Curva de fragilidade com dispositivo

para um PGA de 0.1g a probabilidade de na estrutura ocorrer ou exceder danos leves é muito baixa, porém, com um PGA de 0.2g a probabilidade sobe para os 50% aproximadamente, ocorrendo já danos moderados e elevados de cerca de 10% e 5% de probabilidade, respectivamente.

O objetivo é, portanto, diminuir a ocorrência dos danos na estrutura no intervalo de 0.1g até 0.3g. A diferença é notória logo aos 0.1g, em que para o caso da implementação do dispositivo não se regista qualquer probabilidade de ocorrência de quaisquer danos. Para o valor de PGA de 0.2g, a probabilidade dos danos ligeiros desce cerca de 30% quando comparado com a estrutura simples, existindo também uma descida quanto aos danos moderados e elevados, sendo que o primeiro apresenta probabilidades baixíssimas e o último apresenta valores nulos no caso da estrutura com dispositivo, enquanto que para a estrutura sem qualquer tipo de contraventamento ainda apresenta alguma probabilidade de ocorrer esse tipo de danos. Nos valores seguintes de PGA é onde a diferença é mais evidente, sendo que para o caso com dispositivo a estrutura apresenta descidas na ordem dos 20% para o caso de danos moderados e 15% para o caso de danos elevados. Verifica-se novamente uma diferença de cerca 30% para os danos leves. Note-se, que para o mesmo PGA, existe já alguma probabilidade de ocorrer colapso da estrutura, sendo que para a estrutura com o dispositivo esta probabilidade anula-se.

Para melhor percepção da diferença entre as duas curvas, foi elaborado um gráfico com as duas ao mesmo tempo (figura 5.13). A tracejado estão representadas as curvas que dizem respeito à estrutura sem contraventamento e a cheio com o dispositivo. Percebe-se facilmente, que as curvas a cheio estão todas à direita da correspondente curva a tracejado, o que nos leva a concluir que para uma determinada probabilidade, para ocorrerem os mesmos danos na mesma estrutura, o PGA tem que ser superior.

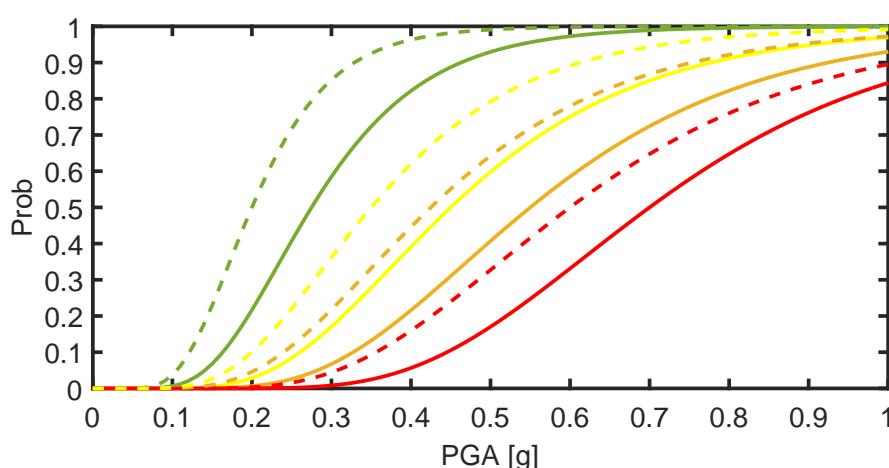
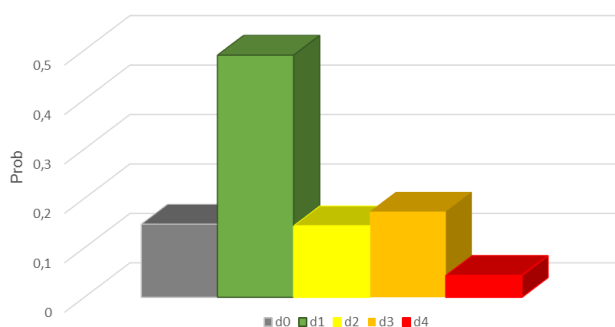


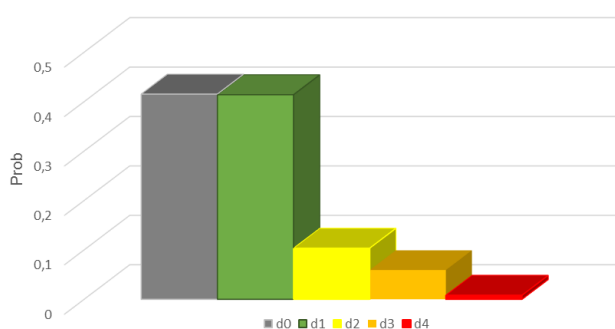
Figura 5.13: Curva de fragilidade com e sem dispositivo

Ainda foi elaborado um gráfico (figura 5.14) que representa a probabilidade de

ocorrer ou exceder um determinado dano, na estrutura com e sem o dispositivo, numa intensidade de PGA de 0.3g. É evidente a melhoria quando aplicado o dispositivo, a estrutura sem qualquer tipo de contraventamento apresenta danos moderados acima dos 10% e danos graves acima dos 17%. Com a implementação do dispositivo, a probabilidade desce para valores inferiores a 10% e 5%, respetivamente. A probabilidade de colapso da estrutura é praticamente nula quando a estrutura tem o dispositivo, mas sem o mesmo, a estrutura apresenta valores que chegam aos 4%.



(a) Sem contraventamento



(b) Com contraventamento

Figura 5.14: Probabilidade de exceder determinado dano para um PGA de 0.3g

5.4.3 Comportamento das LMF

As ligas com memória de forma demonstraram o comportamento pretendido nos três primeiros PGA's (0.1g, 0.2g e 0.3g), como é possível visualizar nos gráficos da figura 5.15. Os gráficos representados, dizem respeito ao comportamento das ligas do dispositivo localizado no primeiro piso. Como era esperado, com o fator de 0.3g, a liga consegue dissipar grandes quantidades de energia, chegando mesmo aos 3% de extensão. Nos três primeiros fatores a liga de maior comprimento situa-se em regime linear, porém, com o aumento da aceleração, a extensão aumenta, e a liga de maior comprimento também começa a dissipar energia. É ainda de referir, que até ao colapso, as escoras de aço mantiveram-se em regime linear, não influenciando os resultados.

Está assim provado que as ligas com memória de forma conseguem realmente ter um comportamento positivo na dissipação de energia e consecutivamente melhorar a resposta da estrutura. Consegue-se concluir ainda que com o dispositivo é possível ampliar o efeito de superelasticidade das ligas e aproveitar ao máximo as mesmas.

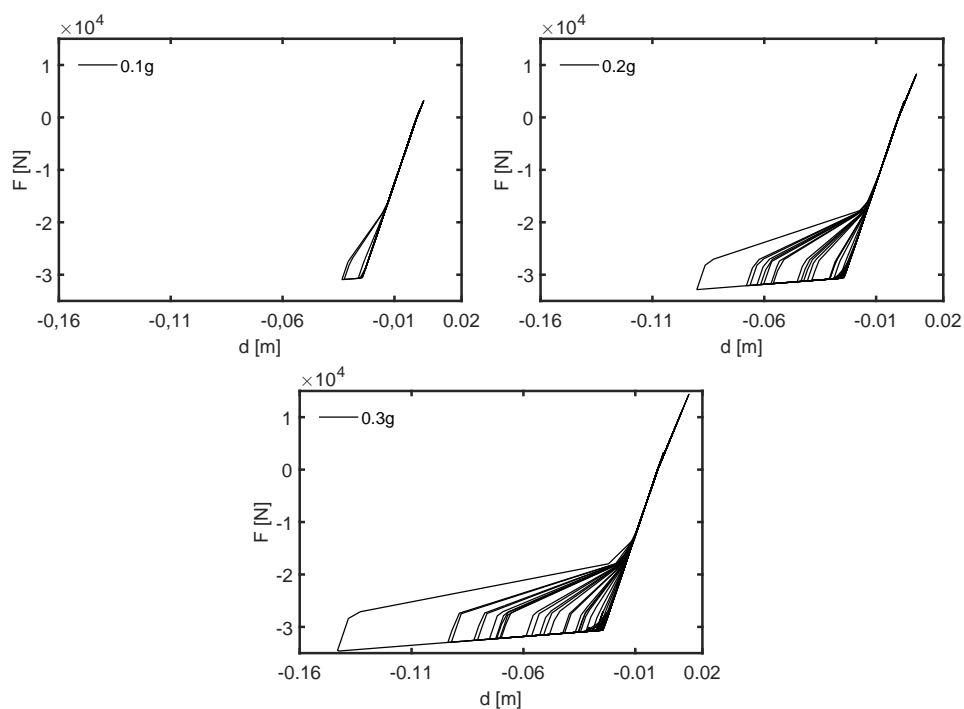


Figura 5.15: Comportamento das LMF nos três primeiros valores de PGA

Capítulo 6

Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

6.1 Conclusões

Neste documento, foi estudado um novo dispositivo de dissipação de energia que tem como base o uso de ligas com memória de forma. Através da geometria adotada, pretende-se que o dispositivo consiga tirar o máximo proveito da propriedade de superelasticidade das ligas. Para verificar a viabilidade do uso do dispositivo, foi construído um modelo a reduzida escala e posteriormente ensaiado numa máquina de compressão e tração. Após a realização de vários ensaios, testando variantes do dispositivo, foi modelado o dispositivo no programa de cálculo SeismoStruct. A modelação permitiu não só a comparação com o modelo físico, mas também foi importante para a modelação dos modelos a duas e três dimensões, que se realizaram posteriormente.

Numa estrutura porticada, a duas dimensões, foram criados quatro casos: a estrutura original, a estrutura com cabos de aço a contraventar, com cabos de LMF e por fim com o dispositivo. Através da realização de análises dinâmicas, foram comparados os resultados obtidos dos quatro casos. Verificado o comportamento do dispositivo perante os restantes métodos de contraventamento, procedeu-se à análise de uma estrutura a três dimensões com quatro pisos. Comparou-se a estrutura simples à estrutura com o dispositivo usando curvas de fragilidade, realizaram-se para isso, oitenta análises dinâmicas com acelerações incrementais.

Os ensaios e análises realizadas ao longo deste trabalho permitiram chegar a algumas conclusões provisórias:

- Experimentalmente, os resultados apontam para um aproveitamento da propriedade de superelasticidade da liga muito satisfatório. A influência da escolha da geometria do dispositivo (ângulo entre escoras), também foi por estes ensaios confirmada e consecutivamente, adotado um valor.
- Os resultados retirados e analisados no programa de cálculo SeismoStruct, quanto à modelação do dispositivo, permitiram reforçar o ponto anterior,

confirmando-se o comportamento semelhante aos ensaios experimentais.

- Com base nas análises dinâmicas realizadas no plano, é permitido concluir que utilizando o dispositivo como contraventamento e comparando com os contraventamentos comuns analisados, é possível a redução de danos na estrutura de forma significativa. Os deslocamentos entre pisos sofrem uma grande redução em quase todos os sismos analisados, de intensidades diferentes.
- As curvas de fragilidade obtidas através das análises incrementais realizadas, na estrutura tridimensional, fornecem dados que permitem concluir uma diminuição significativa nos danos da estrutura. Quanto mais alto é o valor de PGA do sismo, maior é a diferença verificada no dano da estrutura.

6.2 Desenvolvimentos Futuros

A aplicação das ligas com memória de forma em dispositivos com a finalidade de dissiparem energia, perante a atuação de uma ação sísmica, podem ter um contributo muito significativo para o efeito, como confirmado na presente dissertação. Sugere-se, como investigações futuras, que se desenvolva configurações alternativas. Um exemplo de uma configuração diferente da apresentada ao longa desta dissertação, está demonstrada na figura 6.1. De um modo simplista, a configuração é semelhante à apresentada, porém, as quatro escoras são substituídas por um dispositivo igual ao apresentado na tese. No meio continuam as ligas com memória de forma.

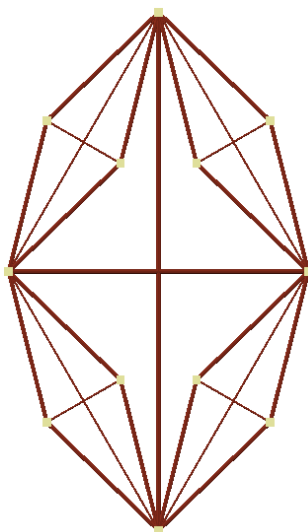


Figura 6.1: Configuração alternativa do dispositivo

Foi comparado este novo dispositivo, com dimensões iguais, ao dispositivo utilizado no capítulo 4. Para o efeito, foram realizadas análises de tração e compressão no ponto superior dos dois dispositivos. De forma surpreendente, a

nova configuração apresentou um valor de amortecimento viscoso superior à configuração analisada na dissertação, contando com 20% e 14,5%, respectivamente.

Era interessante realizar as mesmas curvas de fragilidade com vários dispositivos utilizados atualmente, como meio de comparação e se possível, a realização de mais casos. Era importante conseguir também, a implementação do dispositivo numa maior escala e numa estrutura de teste, para a realização de ensaios experimentais e por consequente, perceber o comportamento que este dispositivo iria ter.

Referências bibliográficas

- [1] A. Pavan, R. Pinho, S. Antoniou: *Blind Prediction of a Full-Scale 3D Steel Frame Tested Under Dynamic Conditions*. The 14 th World Conference on Earthquake Engineering, páginas 12–17, 2008.
- [2] Burkhardt, Robert William: *A Practical Guide to Tensegrity Design*. Cambridge, 2ª edição, Setembro 2008.
- [3] Carvalho, A., Zonno G. Franceschina G. Bil e Serra J. e A. Campos Costa: *Earthquake shaking scenarios for the metropolitan area of Lisbon*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 28:347–364, 2008.
- [4] Duarte, Rui Goncalo Ventura: *Controlo de Encurvadura de Elementos de Contraventamento com Ligas com Memoria de Forma*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciencias e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Abril 2015.
- [5] Etienne Patoor, Dimitris C. Lagoudas, Pavlin B. Entchev L. Catherine Brinson Xiujie Gao: *Shape memory alloys, Part I: General properties and modeling of single crystals*. Mechanics of Materials, 38:391–429, 2006.
- [6] Ferdinando Auricchio, Davide Fugazza e Refinald Desroches: *Earthquake Performance of Steel Frames With Nitinol Braces*. Journal of Earthquake Engineering, 10:1–22, 2006.
- [7] G. Carreras, F. Casciati, S. Casciati A. Isalgue A. Marzi V. Torra: *Fatigue laboratory tests toward the design of SMA portico-braces*. Smart Structures and Systems, páginas 41–57, 2011.
- [8] G. L. Palazzo, P. Martin, F. Calderon V. Roldan G. Maldonado F. Lopez Almansa X. Cahis: *Steel frame with buckling-restrained braces subject to near and far-fault inputs*. 15 WCEE, Lisboa, 2012.
- [9] Hinji Toda, Ryuta Hataya, Shintaro Abe e Katsuyoshi Miyakoshi: *The 1995 Kobe earthquake and problems of evaluation of active faults in Japan*. Central Research Institute of Electric Power Industry, 270:83–104, 1997.
- [10] Jason McCormick, S.M.ASCE, Jeff Tyber Reginald DesRoches M.ASCE Ken Gall e Hans J. Maier: *Structural Engineering with NiTi. II: Mechanical Behavior and Scaling*. Journal of Engineering Mechanics, 133:1019–2029, 2007.

- [11] Justin Ocel, Reginald DesRoches, Roberto T. Leon W. Gregory Hess Robert Krumme Jack R. Hayes e Steve Sweeney: *Steel Beam-Column Connections Using Shape Memory Alloys*. Journal of Structural Engineering, 130:732–740, 2004.
- [12] Keith D. Palmer, Adam S. Christopoulos, Dawn E. Lehman Charles W. Roeder: *Experimental evaluation of cyclically loaded, large-scale, planar and 3-d buckling-restrained braced frames*. Constructional Steel Research, 101, 2014.
- [13] LEE, D. e D.P. Taylor: *Viscous Damper Development and Future Trends*. John Wiley Sons, Ltd., 2001.
- [14] Ltd, Star Seismic Europe: *Cost advantages of Buckling Restrained Braced Frame buildings in accordance with Eurocode*. Civil Engineering Optimal Solutions Ltd, 2010.
- [15] M. D. Symans, A.M.ASCE; F. A. Charney, F.ASCE; A. S. Whittaker M.ASCE; M. C. Constantinou M.ASCE; C. A. Kircher M.ASCE; M. W. Johnson M.ASCE; e F.ASCE R. J. McNamara: *Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments*. Journal of Structural Engineering, 134(1), 2008.
- [16] Masoud Mirtaheri, Ali Gheidi, Amir Peyman Zandi Pejman Alanjari Hamid Rahmani Samani: *Experimental evaluation of cyclically loaded, large-scale, planar and 3-d buckling-restrained braced frames*. Constructional Steel Research, 67:1244–1253, 2011.
- [17] Matthew Speicher, Darel E. Hodgson, Reginald DesRoches e Roberto T. Leon: *Shape Memory Alloy Tension/Compression Device for Seismic Retrofit of Buildings*. Journal of Materials Engineering and Performance, 18:746–753, 2009.
- [18] Maurizio Indirli, Bruno Carpani, Samuele Infanti Giorgio Croci Mario Biritognolo Alessandro Bonci Alessandro Martelli, Maria Gabriella Castellano e Silvano Viani Alberto Viskovic: *Experimental Tests on Masonry Structures Provided With Shape Memory Alloy Antseismic Devices*. Shape Memory Alloy Devices for Seismic Protection of Cultural Heritage Structures, páginas 99–109, 2000.
- [19] Mauro Dolce, Donatello Cardone, Giuseppe Palermo: *Seismic isolation of bridges using isolation systems based on flat sliding bearings*. Bulletin of Earthquake Engineering, 5:491–509, 2007.
- [20] McInerney, James Bedford: *Seismic Response of Steel Frames with Bilinear and Flag Shaped Hysteretic Braces*. Tese de Mestrado, McMaster University, Hamilton, Ontario, Junho 2010.
- [21] M.D.Trifunac, M.I. Todorovska e S. S. Ivanovi: *Peak 'velocities and peak surface strains during Northridge, California, earthquake of 17 January 1994*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 15:301–310, 1996.

- [22] Module, Advanced Engineering Building: *Hazus-MH MR5*. Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency Mitigation Division, Washington, D.C.
- [23] Moon, K.: *Design and Construction of Steel Diagrid Structures*. NSCC, 2009.
- [24] Mouroux, P. e B. Le Brun: *An Advanced Approach to Earthquake Risk Scenarios With Application to Different European Towns*. RISK-UE Project, páginas 479–508, 2006.
- [25] O E Ozbulut, P N Roschke, P Y Lin e C H Loh: *GA-based optimum design of a shape memory alloy device for seismic response mitigation*. Journal of Structural Engineering, 19, 2010.
- [26] O.E.Ozbulut, S.Hurlebaus, R.Desroches: *Seismic Response Control Using Shape Memory Alloys: A Review*. Journal of Intelligent Material Systems and Structures, 22:1531–1549, 2011.
- [27] Pavan, Anna: *Blind Prediction of a Full-Scale 3D Steel Frame Tested Under Dynamic Conditions*. Tese de Doutorado, Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia, Maio 2008.
- [28] Pieczyska, E.A. e H. Tobushi: *Temperature evolution in shape memory alloy during loading in various conditions*. Journal of Engineering Mechanics, 43:151–155, 2010.
- [29] R. Sabelli, S. Mahin, C. Chang: *Seismic demands on steel braced frame buildings with buckling restrained braces*. Engineering Structure, 25, 2003.
- [30] Reynolds, Daniel Ryan: *A Nonlinear Thermodynamic Model for Phase Transitions in Shape Memory Alloy Wires*. Tese de Mestrado, Rice University, Houston, Texas, Maio 2003.
- [31] Robert E. Skelton, Mauricio C. de Oliveira: *Tensegrity Systems*. 2009.
- [32] Rodrigues, Andre Filipe Taveira: *Estudo de uma estrutura adaptativa baseada no conceito de tensegridade*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciencias e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Setembro 2014.
- [33] S. Casciati, A. Marzi: *Experimental studies on the fatigue life of shape memory alloy bars*. Smart Structures and Systems, páginas 73–85, 2010.
- [34] Sabelli, Rafael, Charles W. Roeder e Jerome F. Hajjar: *Seismic Design of Steel Special Concentrically Braced Frame Systems*. NEHRP Seismic Design Technical, (8):32, 2013.
- [35] Santos, Filipe Pimentel Amarante dos: *Vibration Control With Shape-Memory Alloys*. Tese de Doutorado, Faculdade de Ciencias e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Março 2011.
- [36] Seunghye Lee, Jaehong Lee: *A novel method for topology design of tensegrity structures*. Composite Structures, 152:11–19, 2016.

- [37] Sh. Hosseinzadeh, B. Mohebi: *Seismic evaluation of all-steel buckling restrained braces using finite element analysis*. Constructional Steel Research, 119:76–84, 2016.
- [38] Song, T T e JR B F Spencer: *Active, Semi-active and Hybrid Control of Structures*. 12WCEE, 2000.
- [39] Soong, T.T. e G.F. Dargush: *Passive Energy Dissipation and Active Control*. CRC Press LLC, 1999.
- [40] Structural Safety, Joint Committee on: *JCSS Probabilistic Model Code*, 2001. <http://www.jcss.byg.dtu.dk>.
- [41] Uitz, Bela: *Reproduced in: The First Russian Show: A Commemoration of the Van Diemen Exhibition*. Annely Juda Fine Art, 1922.
- [42] Vamvatsikos, D. e C Cornell: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Incremental dynamic analysis, 31:491–514, 2002.
- [43] Victoria R. Wigle, Larry A. Fahnestock: *Buckling-restrained braced frame connection performance*. Constructional Steel Research, 66:65–74, 2010.
- [44] Viktor Budahazy, Laszlo Dunai: *Numerical analysis of concrete filled Buckling Restrained Braces*. Constructional Steel Research, 115, 2015.
- [45] W. N. Deulkar, C. D. Modhera, e H. S. Patil: *Buckling Restrained Braces for Vibration Control of Building Structure*. IJRRAS, 4(4), 2010.
- [46] Wojciech Gilewskia, Joanna Klosowska, Paulina Obarab: *Applications of tensegrity structures in civil engineering*. Procedia Engineering, 111:242–248, 2015.
- [47] Xie, Qiang: *State of the art of buckling-restrained braces in Asia*. Constructional Steel Research, 61, 2005.
- [48] Y. Ohtori, R.E. Christenson e Jr. B.F. Spencer: *Benchmark Control Problems for Seismically Excited Nonlinear Buildings*. Journal of Engineering Mechanics, 2004.
- [49] Zhu, Songye e Yunfeng Zhang: *Seismic behaviour of self-centring braced frame buildings with reusable hysteretic damping brace*. Bulletin of Earthquake Engineering, 36:1329–1346, 2007.